

REFORÇO DE SOLOS DE FUNDAÇÃO COM COLUNAS DE JET-GROUTING E PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM BETÃO ARMADO

JOSÉ MIGUEL RIBEIRO GONÇALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

*Todas as verdades são simples de compreender
quando são descobertas; a questão é descobri-las.*

Galileu

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar o seu agradecimento a todos os que de algum modo contribuíram para a concretização do presente trabalho, em especial:

- ao Professor José Leitão Borges, orientador desta tese, pela disponibilidade e apoio, interesse e entusiasmo que sempre demonstrou durante a elaboração da mesma;

- aos meus colegas e amigos, com especial apreço para o Tó e o Pedro, pelo companheirismo, pela amizade, pelo ânimo e pela partilha de conhecimentos que contribuíram para tornar esta tarefa mais leve e assim poder atingir os objectivos deste trabalho;

- à minha família, em especial à minha Avó e tios Manuel e Rosa, pelos afectos e força que sempre me transmitiram ao longo de toda a minha formação e que culmina com este trabalho;

Finalmente, o meu profundo agradecimento aos meus Pais, que sempre foram e sempre serão os meus modelos de vida, pela educação e oportunidade, incentivo e confiança nas minhas capacidades ao longo de todo este caminho já percorrido.

RESUMO

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento da técnica de reforço de solos moles com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em betão armado, bem como do seu comportamento evolutivo ao longo do tempo resultante do processo de consolidação associado a um carregamento exterior materializado pela construção de um aterro.

Pretende-se, através de um estudo numérico, investigar as interações solo mole-laje de betão-aterro-coluna de jet-grouting e compreender os mecanismos de transferência de carga no sistema estrutural.

É apresentada uma revisão bibliográfica, que contempla a história e construção de aterros sobre solos moles, a descrição dos fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural e da tecnologia de jet-grouting.

É utilizado um programa de cálculo bidimensional, baseado no método dos elementos finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$). Com a utilização deste modelo, estuda-se numericamente um problema base, recorrendo ao conceito de célula unitária. O comportamento da obra é analisado tanto durante a fase construtiva como no período pós-construtivo.

Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o objectivo de perceber a influência de alguns parâmetros no comportamento global da obra, designadamente a altura do aterro, a altura da laje de betão armado, o módulo de deformabilidade do material das colunas e o espaçamento entre elas.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

PALAVRAS-CHAVE: reforço de solos moles, colunas de jet-grouting, plataforma de transferência de carga, modelação numérica, estudo paramétrico.

ABSTRACT

The aim of this work is to contribute for a better understanding of the geotechnical performance of jet-grouting column-supported embankments over soft soils, using a reinforced-concrete load transfer platform, as well as their time-dependent behaviour determined by the consolidation process.

A numerical study is performed in order to analyse the soft soil–concrete slab–embankment fill–jet-grouting columns interactions and understand the load transfer mechanisms of the structural system.

A bibliographic revision is presented, which describes the history and construction of embankments over soft soils and the formulations of the design methods and of the load transfer mechanisms in this kind of structures, as well as the jet-grouting technology.

A computer program, based on the finite element method, is used. The program incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) and soil constitutive relations simulated by the p - q - θ critical state model. An illustrative case is studied with the program, using the unit cell formulation. The problem is analysed both during and after the construction period.

In addition, parametric studies were performed in order to understand the influence of several parameters on the illustrative case, namely the height of the embankment fill, the thickness of the reinforced-concrete slab, the columns modulus and the column spacing.

Finally, overall conclusions obtained from this study are put forward.

KEYWORDS: soft soil reinforcement, jet-grouting columns, load transfer platform, numerical modelling, parametric study.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA..... 3

2.1. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	3
2.2. HISTÓRIA DOS ATERROS SOBRE COLUNAS	4
2.3. TIPOS DE COLUNAS	5
2.4. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	7
2.4.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO-REFORÇADA	7
2.4.2. PTC EM BETÃO (RÍGIDA).....	7
2.4.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONANDO COM MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA)	8
2.4.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN)	8
2.5. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM BETÃO ARMADO (RÍGIDA)	9
2.5.1. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DA CARGA.....	9
2.5.2. MODELOS DE ANÁLISE	9
2.5.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE PUNÇOAMENTO.....	12
2.5.3.1. Mecanismo de rotura por punçoamento	12
2.5.3.2. Verificação da segurança de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (R.E.B.A.P.)	14

3. JET-GROUTING 17

3.1. INTRODUÇÃO	17
3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET-GROUTING	17
3.2.1. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO	18
3.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET-GROUTING	19
3.3. SISTEMAS DE JET-GROUTING	20

3.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCEDIMENTO DE JET-GROUTING	25
3.5. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS SOBRE AS CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO	26
3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS	27
3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO	28
3.5.3. DEFORMABILIDADE	29
3.5.4. PERMEABILIDADE	30
4. PROBLEMA BASE.....	31
4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. MODELO NUMÉRICO	31
4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	31
4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS	32
4.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/ MODELO P-Q- θ	33
4.3. PROBLEMA BASE	36
4.3.1. INTRODUÇÃO	36
4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE	36
4.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	40
4.3.3.1. Introdução.....	40
4.3.3.2. Deslocamentos	40
4.3.3.3. Tensões	48
4.3.4. PTC EM LAJE DE EM BETÃO ARMADO VS. PTC GRANULAR NÃO REFORÇADA.....	71
4.3.4.1. Introdução.....	71
4.3.4.2. Mecanismo de transferência de carga na massa de aterro	71
4.3.4.3. Assentamentos – comparação de diferentes soluções estruturais.....	79
5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS	83
5.1. INTRODUÇÃO	83
5.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO	84
5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	84
5.2.2. DESLOCAMENTOS	85
5.2.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO	88
5.2.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE	89
5.2.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO	89

5.2.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	91
5.2.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS	91
5.2.8. NÍVEIS DE TENSÃO.....	92
5.2.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	93
5.3. INFLUÊNCIA DA ALTURA DA LAJE DE BETÃO ARMADO	94
5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	94
5.3.2. DESLOCAMENTOS	95
5.3.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO.....	97
5.3.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE	98
5.3.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO	98
5.3.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	99
5.3.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS	100
5.3.8. NÍVEIS DE TENSÃO.....	101
5.3.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	102
5.4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS	103
5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	103
5.4.2. DESLOCAMENTOS	104
5.4.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO.....	107
5.4.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE.....	108
5.4.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO	108
5.4.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	110
5.4.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS	110
5.4.8. NÍVEIS DE TENSÃO.....	111
5.4.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	112
5.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS	113
5.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	113
5.5.2. DESLOCAMENTOS	114
5.5.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO.....	116
5.5.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE.....	117
5.5.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO	118
5.5.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	119
5.5.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS	120

5.5.8. NÍVEIS DE TENSÃO	120
5.5.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	122
5.6. CONCLUSÕES	123
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 125
 BIBLIOGRAFIA	 129

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002)	5
Fig. 2.2 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de betão armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (adaptado de Abdullah, 2006) .	9
Fig. 2.3 – Modelação para o modelo de grelha.....	10
Fig. 2.4 – Pórticos equivalentes	11
Fig. 2.5 – Definição das faixas que compõem um pórtico equivalente.....	11
Fig. 2.6 – Mecanismo de rotura por punçoamento de uma laje fungiforme	12
Fig. 2.7 – Esquema de fendilhação devido ao punçoamento	13
Fig. 2.8 – Esforços devido ao punçoamento	13
Fig. 2.9 – Modelo de cálculo para punçoamento	14
Fig. 2.10 – Perímetro do contorno crítico no problema em estudo.....	15
Fig. 3.1 – a) Diagrama esquemático da técnica de jet-grouting; b) Pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999)	18
Fig. 3.2 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (adaptado de Carreto, 1999)	20
Fig. 3.3 – Sistemas tradicionais de jet-grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Hayward Baker Inc.)	21
Fig. 3.4 – Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet-grouting (adaptado de Carreto, 1999): a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo.....	23
Fig. 3.5 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes	27
Fig. 3.6 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos	28
Fig. 4.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e 0 incógnitas-excessos de pressão neutra.....	33
Fig. 4.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ no referencial p-q; c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995)	35
Fig. 4.3 – Representação esquemática do problema a estudar	37
Fig. 4.4 – Representação esquemática da célula unitária	37
Fig. 4.5 – Malha de elementos finitos	38
Fig. 4.6 – Configuração das deformadas para diferentes instantes de tempo	41
Fig. 4.7 – Evolução temporal dos assentamentos médios no solo mole e na coluna para a base da laje de betão armado (profundidade z=0m)	42

Fig. 4.8 – Evolução temporal do assentamento médio do conjunto coluna/solo mole para a profundidade ($z=0m$)	42
Fig. 4.9 – Assentamento, durante a fase construtiva, na base da laje de betão armado ($z=0m$).....	43
Fig. 4.10 – Assentamento, no período pós-construtivo, na base da laje de betão armado ($z=0m$)	43
Fig. 4.11 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ($x=0m$), na periferia ($x=2,26m$) e do assentamento diferencial, para profundidade $z=0m$ (base da laje de betão armado)	44
Fig. 4.12 – Deslocamento vertical em 5 instantes de tempo diferentes: a) na interface coluna/solo mole ($x=0,65m$); b) periferia da célula unitária ($x=2,26m$).....	45
Fig. 4.13 – Deslocamentos verticais no final da construção (7 semanas) para diferentes profundidades	46
Fig. 4.14 – Deslocamentos verticais no final da consolidação (440 semanas) para diferentes profundidades	46
Fig. 4.15 – Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z = -3,4m$) para os alinhamentos $x=0m$ e $x=2,26m$, e o assentamento diferencial entre eles	47
Fig. 4.16 – Excessos de pressão neutra na fase construtiva.....	48
Fig. 4.17 – Excessos de pressão neutra na fase pós-construtiva.....	49
Fig. 4.18 – Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , ao longo da fase pós-construtiva.....	50
Fig. 4.19 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base da PTC em betão armado ($z=0m$), durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	52
Fig. 4.20 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=0,5m$, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva.....	53
Fig. 4.21 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=1,1m$, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva.....	54
Fig. 4.22 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=3m$, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva.....	55
Fig. 4.23 – Evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna/solo mole ($x=0,65m$), no final da consolidação.....	56
Fig. 4.24 – Evolução do coeficiente de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação	57
Fig. 4.25 – Evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo mole em profundidade, no final da consolidação	58
Fig. 4.26 – Evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical no solo mole em profundidade, no final da consolidação	58
Fig. 4.27 – Evolução do coeficiente de concentração de tensões em profundidade, para o período pós-construtivo	59
Fig. 4.28 – Evolução do coeficiente de concentração de tensões na base da PTC de betão armado ($z=0m$), no período pós-construtivo.....	60
Fig. 4.29 – Níveis de tensão durante a fase construtiva	61

Fig. 4.30 – Níveis de tensão para a fase pós-construtiva.....	62
Fig. 4.31 – Níveis de tensão para diferentes instantes da fase pós-construtiva, em função da distância radial, à profundidade $z=0\text{m}$	63
Fig. 4.32 – Níveis de tensão para diferentes instantes da fase pós-construtiva, em função da distância radial, à profundidade $z=2\text{m}$	64
Fig. 4.33 – Cruzetas das tensões principais efectivas: a) no final da construção (7 semanas); b) no final da consolidação (440 semanas).....	65
Fig. 4.34 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco	66
Fig. 4.35 – Evolução de ρ_i durante a fase pós-construtiva	67
Fig. 4.36 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação	68
Fig. 4.37 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação.....	68
Fig. 4.38 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	70
Fig. 4.39 – Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na PTC granular não reforçada, ao longo da fase pós-construtiva	72
Fig. 4.40 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base do aterro ($z=0\text{m}$) para PTC granular não reforçada, durante: a) o período construtivo; b) o período pós-construtivo.....	73
Fig. 4.41 – Níveis de tensão, para PTC granular não reforçada, durante a fase construtiva.....	74
Fig. 4.42 – Níveis de tensão, para a PTC granular não reforçada, durante a fase pós-construtiva.....	75
Fig. 4.43 – Níveis de tensão para diferentes instantes da fase pós-construtiva, em função da distância radial, para PTC granular não reforçada, na base do aterro ($z=0\text{m}$).....	76
Fig. 4.44 – Cruzetas das tensões principais efectivas no final da consolidação para: a) PTC em laje de betão armado; b) PTC granular não reforçada	77
Fig. 4.45 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco para PTC granular não reforçada....	77
Fig. 4.46 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço para a solução com PTC granular não reforçada, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	79
Fig. 4.47 – Assentamento na superfície do solo mole ($z=0\text{m}$) para as soluções de PTC em laje de betão armado e de PTC granular não reforçada: a) no final da construção do aterro; b) no final do processo de consolidação	80
Fig. 4.48 – Assentamento na superfície do aterro ($z = -3,4\text{m}$) para as soluções de PTC em laje de betão armado e de PTC granular não reforçada, no final do processo de consolidação.....	81
Fig. 4.49 – Evolução dos assentamentos médios na superfície $z=0\text{m}$ para as três soluções	82
Fig. 5.1 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0\text{m}$), no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro	85
Fig. 5.2 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão ($z=0\text{m}$), para diferentes alturas de aterro	86

Fig. 5.3 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas de aterro	86
Fig. 5.4 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas de aterro.....	87
Fig. 5.5 – Evolução da percentagem de assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) em relação ao assentamento médio final, para diferentes alturas de aterro	88
Fig. 5.6 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro ..	89
Fig. 5.7 – p_i , no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro	89
Fig. 5.8 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) H1; b) H0; c) H2; d) H3	90
Fig. 5.9 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro	90
Fig. 5.10 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro.....	91
Fig. 5.11 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro.....	92
Fig. 5.12 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes alturas de aterro	92
Fig. 5.13 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro	93
Fig. 5.14 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes alturas de aterro	94
Fig. 5.15 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0m$), no final da consolidação, para diferentes alturas de laje de betão armado	95
Fig. 5.16 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0m$), para diferentes alturas da laje de betão armado	96
Fig. 5.17 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas da laje de betão armado	96
Fig. 5.18 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas da laje de betão armado	97
Fig. 5.19 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado.....	97
Fig. 5.20 – p_i , no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado	98
Fig. 5.21 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) B1; b) B2; c) B0; d) B3.....	99
Fig. 5.22 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado.....	99
Fig. 5.23 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado	100
Fig. 5.24 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado	100

Fig. 5.25 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes alturas da laje de betão armado	101
Fig. 5.26 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado	102
Fig. 5.27 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes alturas da laje de betão armado	103
Fig. 5.28 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0m$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna	105
Fig. 5.29 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0m$), para diferentes deformabilidades da coluna.....	105
Fig. 5.30 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes deformabilidades da coluna	106
Fig. 5.31 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0m$, para diferentes deformabilidades da coluna	106
Fig. 5.32 – Evolução da percentagem de assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) em relação ao assentamento médio final, para diferentes deformabilidades da coluna	107
Fig. 5.33 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna	107
Fig. 5.34 – p_i , no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna.....	108
Fig. 5.35 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) E1; b) E0; c) E2; d) E3; e) E4	109
Fig. 5.36 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna	109
Fig. 5.37 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna	110
Fig. 5.38 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna	111
Fig. 5.39 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna...	111
Fig. 5.40 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna	112
Fig. 5.41 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna	113
Fig. 5.42 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0m$), no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas	114
Fig. 5.43 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0m$), para diferentes espaçamentos entre colunas.....	115
Fig. 5.44 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes espaçamentos entre colunas	115
Fig. 5.45 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0m$, para diferentes espaçamentos entre colunas	116

Fig. 5.46 – Evolução da percentagem de assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) em relação ao assentamento médio final, para diferentes espaçamentos entre colunas	116
Fig. 5.47 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre as colunas	117
Fig. 5.48 – p_i , no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas	117
Fig. 5.49 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) L1; b) L0; c) L2; d) L3	118
Fig. 5.50 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas	119
Fig. 5.51 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	119
Fig. 5.52 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna.....	120
Fig. 5.53 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas.	121
Fig. 5.54 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas	122
Fig. 5.55 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	123

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem utilizadas no reforço de aterros (adaptado de Collin, 2004; Marques, 2008)	6
Quadro 2.2 – Distribuição dos momentos flectores em lajes fungiformes em percentagem do momento total (adaptado do R.E.B.A.P.)	11
Quadro 2.3 – Valores da tensão τ_1 (MPa)	16
Quadro 3.1 – Equipamento utilizado nos procedimentos dos três sistemas de jet-grouting – jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 1999)	22
Quadro 3.2 – Principais características dos sistemas de jet-grouting (adaptado de Carreto, 1999) ...	24
Quadro 3.3 – Valores limite dos parâmetros intervenientes na técnica de jet-grouting (Carreto, 1999)	26
Quadro 3.4 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet-grouting (adaptado de Carreto, 2000)	29
Quadro 4.1 – Características do solo argiloso e do material de aterro	39
Quadro 4.2 – Valores de K_0 e OCR para a argila	39
Quadro 4.3 – Características do jet-grouting	40
Quadro 5.1 – Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico	84
Quadro 5.2 – Módulo de deformabilidade das colunas	104

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS LATINAS

$A_{(célula\ unitária)}$ – área de célula unitária ou fundamental

$A_{(coluna)}$ – área da coluna de jet-grouting

A_{sw} – área da armadura de punçoamento

A_u – área limitada pela contorno crítico

d – altura útil da laje de betão armado

E – módulo de elasticidade

$E_{50\%}$ – módulo de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples

f – coeficiente de eficácia do sistema de reforço

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% em tracção do aço

H_{at} – altura de aterro

H_b – altura da laje de betão armado

k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica

k_x, k_y – coeficientes de permeabilidade segundo as direcções x e y

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

L – comprimento da coluna de jet-grouting

– espaçamento entre colunas

M – declive da linha de estados críticos no referencial p - q

n – factor de melhoramento

N – parâmetro do modelo (p, q, θ) correspondente ao volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica igual a 1 kPa

N_{sd} – valor de cálculo da carga axial na coluna

p – tensão média efectiva

q – tensão de desvio

– tensão vertical na face superior da PTC de betão armado (na área, em planta, correspondente ao solo mole)

q_i – tensão média vertical aplicada na superfície do solo mole

q_{sd} – valor de cálculo da carga distribuída sobre a laje, devido ao peso de terras do aterro sobrejacente

q_t – tensão total vertical devida ao peso da laje de betão armado e do aterro sobrejacente

Q_c – carga suportada por coluna

Q_t – carga total da laje de betão armado e do aterro na célula unitária

u – perímetro do contorno crítico de punçoamento

V_{Sd} – valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento

V_{Rd} – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento

x, y, z – coordenadas cartesianas

z – profundidade

LETRAS GREGAS

α – ângulo que as armaduras de punçoamento fazem com a horizontal

γ – peso específico do material

γ_{at} – peso volúmico do aterro

γ_b – peso volúmico do betão

Γ – parâmetro do modelo (p, q, θ) correspondente ao volume específico de solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual a 1 kPa

ΔL – assentamento médio

$\Delta \sigma'_{y(col)}$ – acréscimo médio de tensão vertical efectiva na coluna

$\Delta \sigma'_{y(solo)}$ – acréscimo médio de tensão vertical efectiva no solo mole

ε – deformação

ε_m – extensão média

ε_d – deformação distorcional

ε_v – deformação volumétrica

η – coeficiente da expressão do valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, cujo valor é dado por $1,6-d$ (sendo d a altura útil da secção e expresso em metros), e que não deve ser tomado inferior à unidade

θ – invariante das tensões

λ – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial $(\ln p, v)$

ν – coeficiente de Poisson

ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

v_{Sd} – valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento

v_{Rd} – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento

ρ – coeficiente de efeito de arco

ρ_i – percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole

$\sigma_{(coluna)}$ – acréscimo de tensão médio sobre a coluna

σ_h – tensão horizontal na laje de betão armado

σ'_y – acréscimo de tensão efectiva vertical

τ – tensão tangencial

τ_1 – tensão de referência da resistência ao corte do betão

ϕ' – ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efectivas

ABREVIATURAS

A/C – relação água/cimento

CRA – coeficiente de redução de assentamentos

FC – coeficiente de concentração de tensões

JET1 – sistema de jacto simples

JET2 – sistema de jacto duplo

JET3 – sistema de jacto triplo

JJGA – Japan Jet Grout Association

OCR – grau de sobreconsolidação

PTC – plataforma de transferência de carga

SL – nível de tensão

INTRODUÇÃO

Tipicamente, até a algumas décadas atrás, as zonas de ocupação intensiva pelo homem não eram independentes do tipo de utilização que os solos permitiam, ou seja, zonas com más características geotécnicas, ou de difícil utilização, eram quase sempre evitadas.

Inserem-se neste grupo extensas zonas aluvionares, muitas vezes constituídas por solos saturados (ou mesmo com o nível freático acima da superfície do terreno), pouco resistentes, muito compressíveis e pouco permeáveis, designados por solos moles. Estes solos apresentam, por isso, deficiente comportamento mecânico (a curto e a longo prazo) face às acções exteriores determinadas pelas necessidades de utilização humana.

No entanto, nas últimas décadas, face à crescente evolução económica em muitos países (incluindo o nosso), tem-se tornado cada vez mais necessário ocupar superficialmente zonas correspondentes a maciços argilosos moles. Variadíssimas abordagens técnicas têm sido consideradas, sendo a escolha da solução a utilizar condicionada pelos objectivos a cumprir e, obviamente, muito dependente da relação custo/benefício que o seu uso acarreta.

De entre as várias técnicas de melhoramento e de reforço de solos moles em condições *in situ*, pode-se destacar a técnica de pré-carga ou sobrecarga temporal, a remoção-substituição do solo mole, a utilização de drenos verticais, o reforço com colunas, a construção de um aterro por fases e plataformas de transferência de carga sobre colunas.

As vantagens da solução de reforço de solos moles através de plataformas de transferência de carga sobre colunas prendem-se essencialmente com a redução significativa dos assentamentos totais e diferenciais, tanto na base da plataforma de transferência de carga como no topo do aterro, e com a possibilidade de construção da superestrutura numa etapa única, evitando intervalos de tempo prolongados. As plataformas de transferência de carga podem ser constituídas por diversos materiais, dentro dos quais se destacam os geossintéticos e o betão armado.

Diversos tipos de colunas podem ser usados no sistema de reforço com plataformas de transferência de carga, designadamente estacas de betão pré-fabricadas, estacas de aço, colunas de madeira, colunas de jet-grouting, etc. A técnica de jet-grouting é uma técnica de injeção de solos relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos uma grande aceitação um pouco por todo o Mundo (inclusive em Portugal) em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções de colunas.

Com o presente trabalho pretende-se contribuir para um melhor conhecimento do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em betão armado.

Através de um estudo numérico são investigadas as interacções solo mole-laje de betão-aterro-coluna de jet-grouting, procurando-se compreender de que forma se processam as transferências de carga para os elementos de reforço, as distribuições de tensões, a evolução dos deslocamentos, assim como avaliar as grandezas interpretativas do funcionamento da obra, tais como os coeficientes de concentração de tensões, de efeito de arco, de eficácia do sistema de reforço e de redução dos assentamentos. É investigada a influência no comportamento do sistema de alguns parâmetros considerados importantes (análises paramétricas).

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre a história e construção de aterros sobre solos moles. São apresentados os fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos mecanismos de transferência de carga numa obra com esta concepção estrutural. E finalmente, são expostos os diferentes tipos de plataformas de transferência de carga, sendo dada especial relevância à plataforma constituída em betão armado, aplicada no problema em estudo nesta dissertação.

No Capítulo 3 é realizada uma breve descrição dos diversos aspectos da técnica de injeção de solos jet-grouting em geral, e das características do solo tratado, em particular.

No Capítulo 4 é utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

Com o programa de elementos finitos, é simulado o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em betão armado, com recurso ao conceito de célula unitária ou fundamental (comportamento axissimétrico), que constitui o problema base. O estudo compreende a análise dos factores que controlam o comportamento da obra, quer no período construtivo, quer no período pós-construtivo até à total dissipação dos excessos de pressão neutra induzidos pelo carregamento.

Ainda neste capítulo, por forma a melhor se avaliar da eficácia de utilização de uma plataforma de transferência de carga em betão armado, comparam-se os resultados obtidos com a solução de reforço com plataforma granular não reforçada.

O Capítulo 5 é dedicado a estudos paramétricos, tendo por base o problema analisado no Capítulo 4, e de forma a esclarecer da influência de determinados parâmetros no comportamento da obra. Analisa-se a influência da altura do aterro, da altura da laje de betão armado, da deformabilidade das colunas e do espaçamento entre colunas. Avalia-se de que forma a variação de cada um dos parâmetros influencia os estados de tensão, os deslocamentos e as transferências de carga no sistema, assim como a eficácia do sistema de reforço em cada situação.

Por fim, no Capítulo 6 expressam-se algumas conclusões julgadas pertinentes.

2

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

2.1. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A construção de aterros sobre solos argilosos moles é um desafio para a engenharia, mais propriamente para os engenheiros geotécnicos. Como principais problemas associados a este tipo de obra podemos destacar: a capacidade de carga do solo de fundação, grandes deslocamentos laterais e assentamentos total e diferencial excessivos, muitas vezes não compatíveis com os valores máximos admissíveis (Abdullah, 2006; Rao, 2006).

Existem diversos métodos que permitem minimizar o impacto dos factores que podem levar à rotura do solo ou ao ineficaz desempenho em termos de deslocamentos. Os métodos mais comuns são (Abdullah, 2006):

- pré-carregamento, para melhoramento das propriedades do solo;
- drenos verticais em conjugação com pré-carga, de modo a acelerar o processo de consolidação do solo;
- substituição de uma parte ou da totalidade do solo mole por materiais granulares;
- utilização de materiais leves no corpo do aterro, para aliviar as cargas no solo de fundação;
- reforço horizontal do aterro através de geossintéticos e outros elementos de reforço, de maneira a aumentar a estabilidade;
- fundações com colunas ou estacas;
- fundação com colunas/estacas reforçadas por uma plataforma de transferência de carga.

A todos estes métodos estão inerentes vantagens e desvantagens. Há métodos rápidos mas associados a custos mais elevados, e métodos menos dispendiosos, mas que acarretam um longo período de tempo para atingir os efeitos desejados. Outra das questões que se coloca é a da aplicabilidade – nem todas as soluções permitem obter os mesmos resultados e nem todos os projectos têm as mesmas imposições.

Contudo, a solução óptima para cada projecto não se resume à componente unicamente técnica, económica ou de tempo, será sempre o resultado de uma análise custo/benefício destes factores com aspectos construtivos e de disponibilidade de equipamentos, materiais e mão-de-obra necessários.

2.2. HISTÓRIA DOS ATERROS SOBRE COLUNAS

A construção de aterros sobre estacas ocorreu pela primeira vez há aproximadamente 70 anos, na Suécia, na construção de uma estrada. Nos países Escandinavos os aterros sobre estacas eram bastante usados desde a década de 60 como uma alternativa à construção de pontes ou à utilização de drenos de areia (Rathmayer, 1975). De facto, o Regulamento do National Swedish Road Board em 1938 recomendava já o uso de estacas na construção de aterros sobre solos moles com mais de 6 metros de profundidade (Holmberg, 1978).

Na década de 60 a tecnologia mais utilizada para o reforço de aterros era a de estacas de madeira, pouco espaçadas entre si, com pilares inclinados nas extremidades para fazer face ao impulso lateral induzido pelo aterro (Abdullah, 2006).

Mais tarde, surgem as estacas com maciço de encabeçamento, que as dotava de uma maior área à superfície e que permitia reduzir o intervalo de solo carregado entre colunas e, desta forma, aumentar o espaçamento entre elas (Abdullah, 2006).

Em aterros sobre solos moles, as estacas não são o único sistema de fundação possível. Existem diversos tipos de colunas como é o caso, das colunas de betão, *geopiers*, colunas de cal/cimento, colunas de jet-grouting, etc, que têm vindo a ser aplicadas neste tipo de obras e que apresentam resultados muito satisfatórios (Marques, 2008).

Neste sentido, o sistema de reforço de solos moles de fundação com estacas/colunas reforçadas por uma plataforma de transferência de carga assume-se como boa solução de engenharia. Para esta solução, existem diversos tipos de plataformas de transferência de carga, como mais à frente se verá (secção 2.4), às quais estão associados determinados materiais de reforço.

As aplicações mais ajustadas para as plataformas de transferência de carga sobre colunas são (Abdullah, 2006):

- aterros sobre solos moles;
- aterros de aproximação a encontros de pontes sobre fundações profundas;
- aterros relativamente baixos nos quais o efeito de arco não se desenvolve completamente;
- novos aterros adjacentes a aterros ou estruturas já existentes;
- apoio de muros de contenção em solos moles;
- apoio de reservatórios de armazenamento.

A Fig. 2.1 mostra algumas situações onde a plataforma de transferência de carga, neste caso, com geossintéticos, é usada (adaptado de Han e Gabr, 2002). De realçar ainda que, qualquer uma destas situações podia ser resolvida recorrendo a outro tipo de plataforma de transferência de carga, estando a sua escolha intimamente relacionada com o resultado da análise custo/benefício que deverá ser feita em cada situação/projecto.

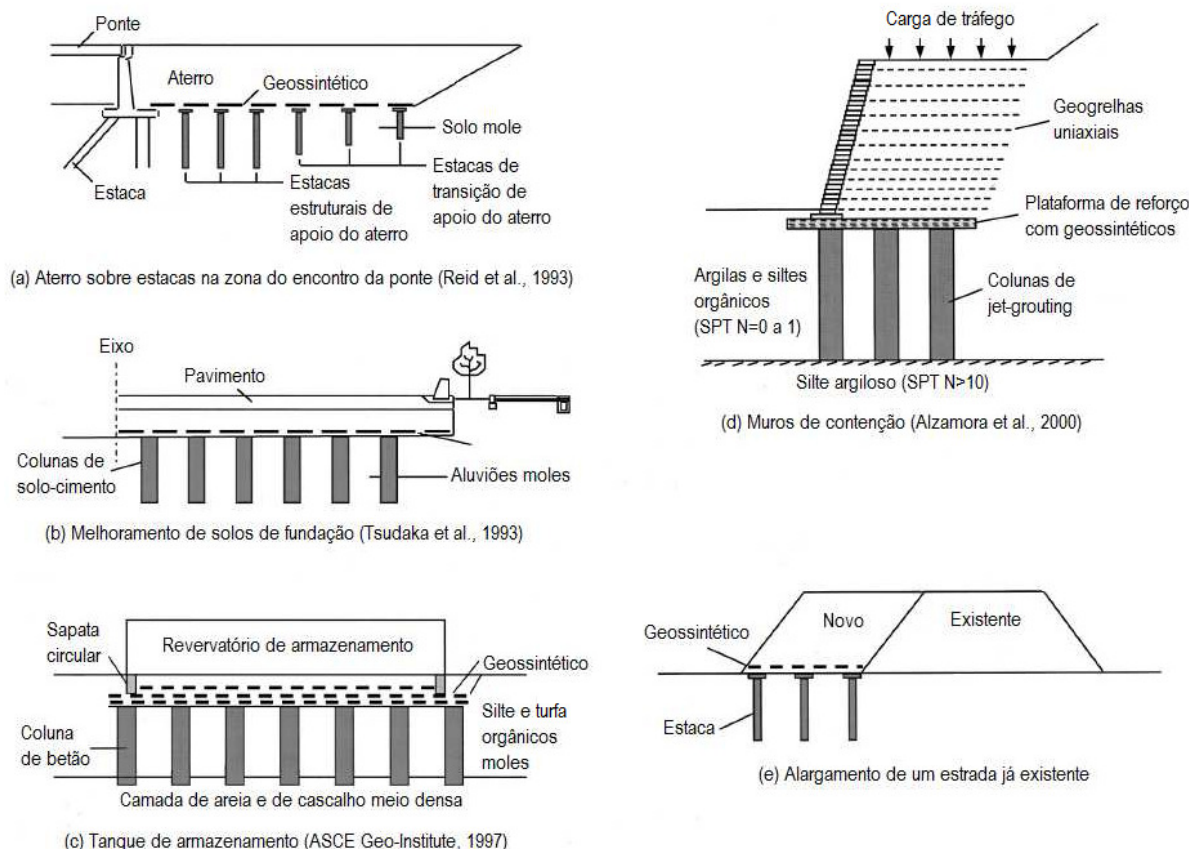


Fig. 2.1 – Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002)

2.3. TIPOS DE COLUNAS

As colunas ou estacas são uma parte integrante do sistema de reforço através de plataformas de transferência de carga, recebendo grande parte da carga devida à construção do aterro. A sua função no sistema de reforço é assim minimizar o assentamento do aterro, pois se as cargas são transmitidas para as colunas não irão solicitar o solo mole (pelo menos não na totalidade), e também minimizar o deslocamento lateral por corte no solo de fundação (Abdullah, 2006).

Os sistemas de estacas pré-fabricadas, como é o caso das estacas de madeira, aço, betão pré-fabricado, betão pré-esforçado, etc, podem ser usados tanto nos sistemas convencionais de reforço de aterros como nos sistemas de reforço recorrendo a plataformas de transferência de carga. Contudo, estas estacas têm sido progressivamente substituídas por sistemas de colunas executadas *in situ*. A maioria destas colunas tem uma profundidade de penetração limitada, pelo que a sua aplicação fica reduzida aos casos em que a profundidade do estrato mole é menor que 12 m ou, em solos moles mais profundos, quando são admissíveis assentamentos com valores elevados (Abdullah, 2006). Estas colunas têm normalmente rigidez mais baixa que as estacas tradicionais – entre 30 e 100 MPa para as colunas e 7000 a 210000 MPa para as estacas (Collin, 2004). Em muitos dos métodos actuais de análise e projecto de aterros a contribuição do solo mole para suportar o peso do aterro é ignorada, pelo que nesses casos as colunas são dimensionadas para suportar a carga total do aterro. No Quadro 2.1 é apresentada uma lista dos tipos de estacas/colunas que podem ser usadas para suporte de aterros e, nomeadamente, incluídas nos sistemas de reforço com plataformas de transferência de carga.

A opção por colunas em detrimento das estacas tradicionais tem algumas vantagens (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006):

- na maioria das colunas não são necessários maciços de encabeçamento pois as colunas têm à partida uma área suficiente face às solicitações a que vão estar sujeitas, ou caso isso não se verifique, existe a possibilidade de aumentar o diâmetro próximo do topo da coluna; isto repercute-se numa poupança de tempo e de dinheiro;
- como normalmente as colunas são menos rígidas que as estacas, a distribuição de tensões e o assentamento diferencial entre o solo de fundação e o topo da coluna não será tão elevado como no caso das estacas;
- as colunas que têm um diâmetro menor podem não ser capazes de suportar grandes cargas; neste caso, contudo, serão colocadas pouco espaçadas, funcionando como um conjunto e não necessitando de maciços de encabeçamentos.

Quadro 2.1 – Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem utilizadas no reforço de aterros
(adaptado de Collin, 2004; Marques, 2008)

ESTACA/COLUNA	INTERVALO DE CAPACIDADE DE CARGA (kN)	COMPRIMENTO HABITUAL (m)	DIÂMETRO HABITUAL (cm)
Estaca de madeira	100 – 500	5 – 20	30 – 55
Estaca de aço (perfil HEB)	400 – 2000	5 – 30	15 – 30
Estaca de aço (perfil tubular)	800 – 2500	10 – 40	20 – 120
Estacas de betão pré-fabricadas	400 – 1000	10 – 15	25 – 60
<i>Cast-in-place concrete shell (mandrel driven)</i>	400 – 1400	3 – 40	20 – 45
<i>Shell driven without mandrel</i>	500 – 1350	5 – 25	30 – 45
<i>Estacas Auger cast</i>	350 – 700	5 – 15	30 – 40
Microestacas	300 – 1000	20 – 30	15 – 25
<i>Colunas "Soil Mix"</i>	400 – 1200	10 – 30	60 – 300
Colunas de brita	100 – 500	3 – 10	45 – 120
<i>Geotextile Encased Column (GEC)</i>	300 – 600	3 – 10	80 – 150
<i>Geopier</i>	130 – 650	3 – 8	60 – 90
<i>Vibro concrete column</i>	200 – 600	3 – 10	45 – 60
<i>Combined Soil Stabilization (CSV)</i>	30 – 60	3 – 10	12 – 18
<i>Au-Geo</i>	75 – 150	2 – 25	15

A selecção do tipo de coluna a adoptar dependerá sempre do projecto em questão, da capacidade de carga e do custo da coluna. No caso do problema em estudo nesta dissertação, foram usadas colunas de jet-grouting como elemento integrante do sistema de reforço de solos moles com plataforma de transferência de carga em laje de betão armado. As propriedades e características do jet-grouting são descritas no capítulo seguinte.

2.4. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

De acordo com Abdullah (2006) existem quatro tipos de plataformas de transferência de carga (PTC) para reforço de aterros sobre colunas:

- PTC convencional granular não-reforçada;
- PTC em betão (rígida);
- PTC com geossintético funcionando como membrana (cabo, catenária);
- PTC em viga flexível com vários níveis de geossintéticos.

A Fig. 2.2 ilustra os esquemas estruturais das diferentes PTC. Segue-se a descrição de cada uma delas.

2.4.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO-REFORÇADA

Num aterro convencional sobre estacas, a transferência de carga realiza-se essencialmente através da mobilização do efeito de arco no material granular que constitui o aterro. Como não há reforço na base do aterro, todo o peso do solo por baixo do arco é suportado pelo solo mole. Em consequência, desenvolvem-se tensões no solo mole que resultam não só em deslocamentos verticais, mas também laterais nas extremidades do aterro. Para prevenir os deslocamentos laterais são instaladas estacas inclinadas nessas extremidades. É necessário que o aterro tenha uma altura superior à do arco, de forma a minimizar os assentamentos à superfície. A altura do arco é função da distância livre entre os encabeçamentos das estacas. Daí a vantagem de colocar no topo das estacas o maciço de encabeçamento, pois permite aumentar o espaçamento entre elas. Nos aterros convencionais sobre estacas, a percentagem de área dos encabeçamentos em relação à área plana da base do aterro varia entre 50 a 70% (Han e Gabr, 2002).

2.4.2. PTC EM BETÃO (RÍGIDA)

Esta plataforma de transferência de carga é geralmente constituída por uma laje de betão armado betonada sobre as colunas. A laje é projectada como uma laje plana e rígida, sendo dada especial atenção à resistência ao punçoamento nos apoios nas colunas (principalmente quando se trata de colunas muito rígidas como é o caso das estacas), tendo em conta que praticamente todas as cargas, incluindo o peso próprio da laje, são transmitidas directamente às colunas. Por outro lado, não se desenvolve qualquer efeito de arco na massa de aterro, pelo que o material que constitui o aterro não é importante, desde que se trate de um material adequado para o formar. A espessura da laje é dada em função do espaçamento entre colunas, da altura do aterro e de eventuais sobrecargas, assumindo normalmente valores entre os 0,30 e os 0,50 m (Abdullah, 2006).

2.4.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONANDO COM MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA)

A plataforma de transferência de carga em catenária é constituída por uma ou, no máximo, duas camadas de geossintético, colocadas a alguma distância sobre as colunas. A plataforma é constituída por material granular, que normalmente constitui também o aterro. O ângulo de atrito do material deve ser maior ou igual a 30° (Abdullah, 2006).

O reforço comporta-se como um elemento estrutural. Os métodos de dimensionamento de PTC Britânico, Alemão e Nórdico são baseados na teoria dos cabos ou método da catenária. Este método baseia-se nos seguintes princípios (Marques, 2008):

- o mecanismo de efeito de arco forma-se na massa de aterro;
- o reforço deforma-se durante a colocação da carga, se não houver deformação não haverá efeito de arco;
- todas as cargas verticais são suportadas pelas colunas;
- a extensão inicial admissível é de 6% e a extensão por fluência não deve exceder os 2%;
- o reforço deve estar o mais próximo possível do topo das colunas (BS8006, 1995; Nordic Geotechnical Society, 2003; Collin, 2004).

2.4.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN)

O método de Collin é fundamentalmente diferente dos outros métodos porque baseia-se no princípio que várias camadas de geossintético (três ou mais) formam uma viga flexível que distribui a carga do aterro para as colunas. Neste caso o efeito de arco é acentuado pela interação com as camadas de geogrelha. Teoricamente, esta plataforma de transferência de carga consegue carregar mais carga com menores assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo de fundação. Assim o espaçamento entre as colunas pode ser maior, mas com uma tensão no reforço igual ou menor à obtida com o método da catenária.

O Método de Collin (2004) baseia-se nos seguintes princípios:

- a espessura da PTC é maior ou igual que metade do vão livre entre colunas;
- devem ser usadas pelo menos três camadas de reforço;
- a distância entre camadas varia entre 0,3 e 0,45 m;
- o material de preenchimento da plataforma é seleccionado;
- a principal função do reforço é proporcionar confinamento para que o efeito de arco no aterro se desenvolva dentro da camada de reforço;
- o “arco” faz um ângulo de 45° com a vertical e começa no topo da coluna;
- a função secundária do reforço é suportar a “cunha” de solo por baixo do arco;
- toda a carga vertical do aterro sobre o arco é transferida para as colunas;
- a extensão inicial máxima permitida no geossintético é de 5%.

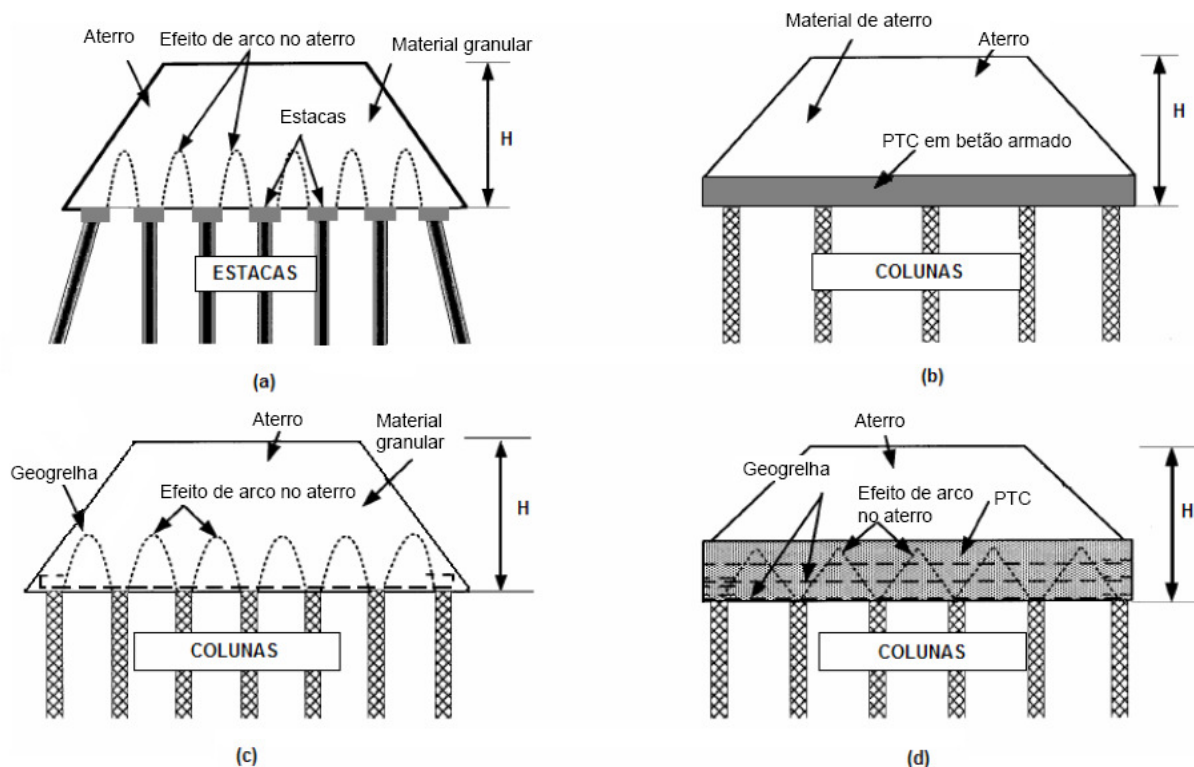


Fig. 2.2 – Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de betão armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (adaptado de Abdullah, 2006)

2.5. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM BETÃO ARMADO (RÍGIDA)

2.5.1. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DA CARGA

Na solução de reforço com plataforma de transferência de carga em betão armado (rígida), a PTC funciona, globalmente, como uma laje fungiforme apoiada nas colunas e sujeita às cargas verticais do aterro executado sobre ela. Nesta solução de reforço verifica-se que é praticamente inexistente qualquer efeito de arco na massa de aterro, – facto que este trabalho comprovou, como se verá nos capítulos 4 e 5 –, implicando que as tensões verticais sobre a laje possam ser consideradas uniformes.

Assim o dimensionamento da PTC pode fazer-se como se tratasse de uma laje fungiforme maciça normal, onde terá de ser avaliada a sua segurança relativamente aos estados limites últimos de resistência ao punçoamento e à flexão.

2.5.2. MODELOS DE ANÁLISE

A análise e dimensionamento da laje de betão armado pode ser realizada pelos seguintes métodos:

1) Análise por elementos finitos – assume-se como uma das formas mais eficazes no estudo do comportamento de lajes fungiformes, em que se executa uma partição da laje em elementos justapostos de menor dimensão (elementos finitos) de maneira que, conhecendo o comportamento destes elementos e aplicando o método dos elementos finitos, avalia-se o comportamento da estrutura global. Este método foi adoptado nas análises efectuadas nesta dissertação.

2) Métodos simplificados:

- Modelo de grelha – neste método só é possível determinar o efeito de acções verticais, sendo muito difícil simular a rigidez à torção.

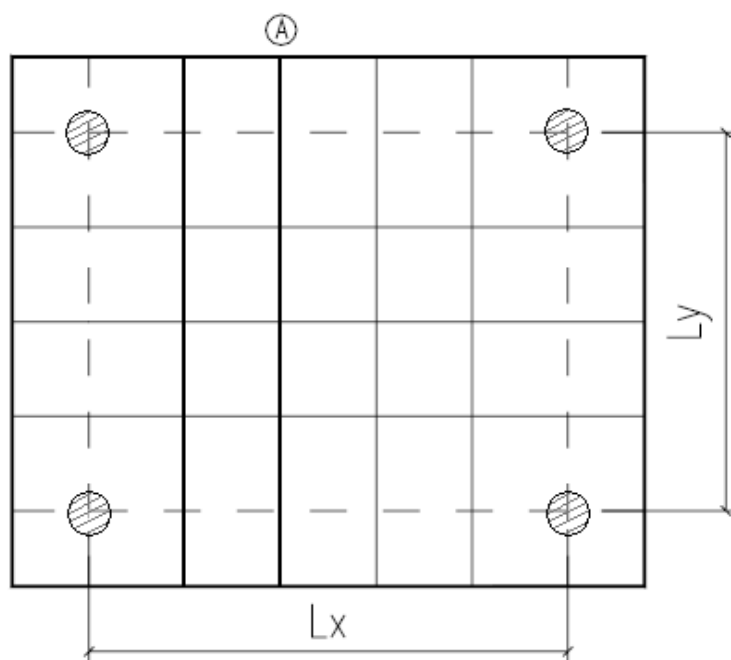


Fig. 2.3 – Modelação para o modelo de grelha

- Método dos pórticos equivalentes (R.E.B.A.P. art.º 119) – é possível determinar o efeito das acções verticais e horizontais (que eventualmente possam existir), pela consideração de que a estrutura é formada apenas pela laje e pelas colunas de apoio, dividida em dois conjuntos independentes de pórticos em direcções ortogonais (Fig. 2.4), e de acordo com as regras a seguir indicadas:
 - cada pórtico é constituído por uma fila de colunas e pelo troço de laje compreendido entre os alinhamentos médios dos painéis de laje adjacentes a essa fila de colunas; porém, para a determinação dos esforços devidos a forças horizontais, a rigidez a considerar para esse troço deve ser reduzida a metade do seu valor;
 - as cargas actuantes em cada pórtico são as que correspondem à largura do troço de laje respectivo, não se devendo considerar portanto qualquer repartição das cargas entre pórticos ortogonais;
 - os momentos flectores assim determinados nos troços devem ser distribuídos nas suas faixas central e lateral, de acordo com as regras indicadas no Quadro 2.2, tendo em atenção a Fig. 2.5.

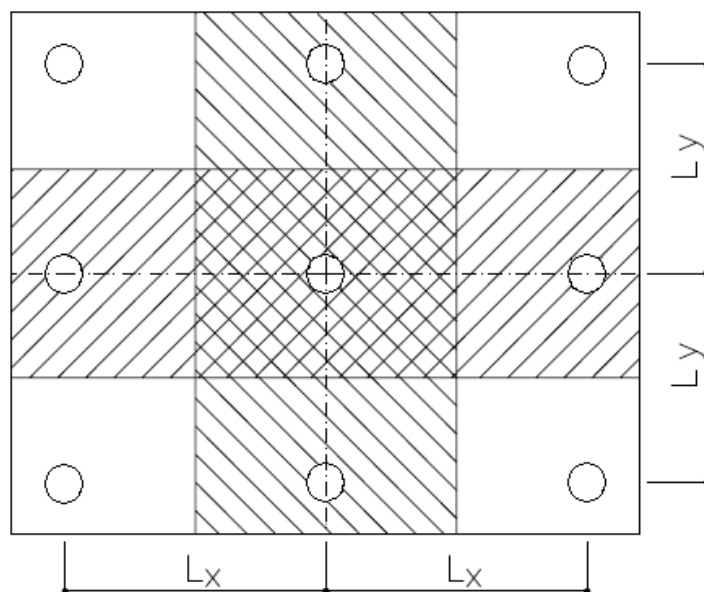


Fig. 2.4 – Pórticos equivalentes

Quadro 2.2 – Distribuição dos momentos flectores em lajes fungiformes em percentagem do momento total (adaptado do R.E.B.A.P.)

MOMENTOS FLECTORES	FAIXA CENTRAL $a_1 + a_2$ ou $a_2^{(1)}$	FAIXAS LATERAIS $b_1 + b_2$ ou $b_2^{(1)}$
Momentos positivos	55	45
Momentos negativos	75	25

⁽¹⁾ $a_1 + a_2$ e $b_1 + b_2$ – para pórticos intermédios
 a_2 e b_2 – para pórticos extremos

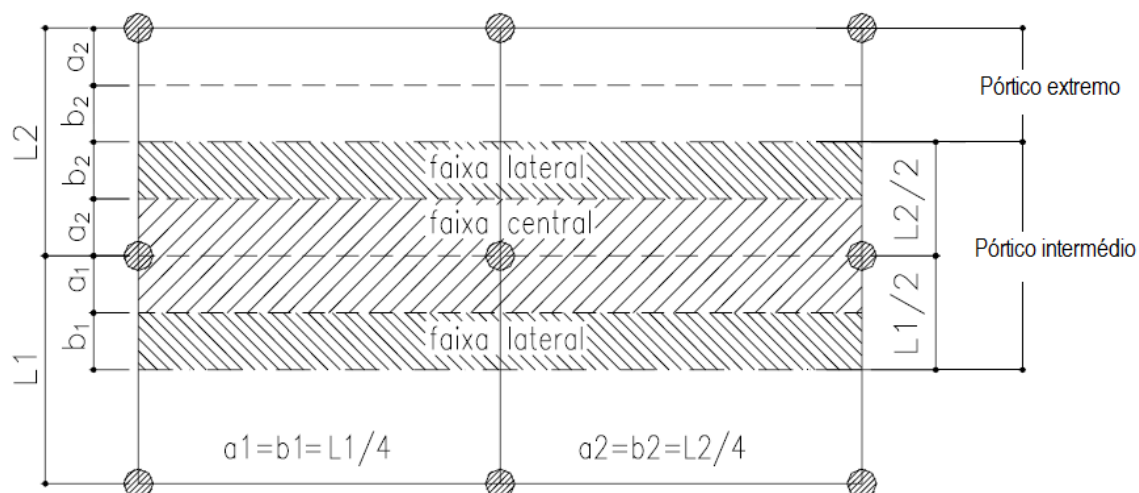


Fig. 2.5 – Definição das faixas que compõem um pórtico equivalente

O processo simplificado de determinação de esforços, pelo método dos pórticos equivalentes, é adequado para lajes sujeitas predominantemente a cargas uniformemente distribuídas e para as quais seja possível considerar um sistema regular de pórticos ortogonais.

As zonas destas lajes situadas junto dos apoios (colunas) exigem atenção particular quer porque são sede de esforços importantes de punçoamento quer pela presença de elevados momentos flectores.

No que se refere ao punçoamento, há que verificar a segurança (independentemente em cada uma das duas direcções ortogonais) tendo em conta o mecanismo de rotura associado e de acordo que a legislação/regulamentos em vigor; esta verificação pode condicionar a espessura da laje e obrigar mesmo à utilização de capitéis de geometria adequada.

2.5.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE PUNÇOAMENTO

2.5.3.1. Mecanismo de rotura por punçoamento

Numa laje fungiforme, o estado limite de punçoamento está associado a um cone de rotura que se desenvolve em torno da área carregada (Fig. 2.6).

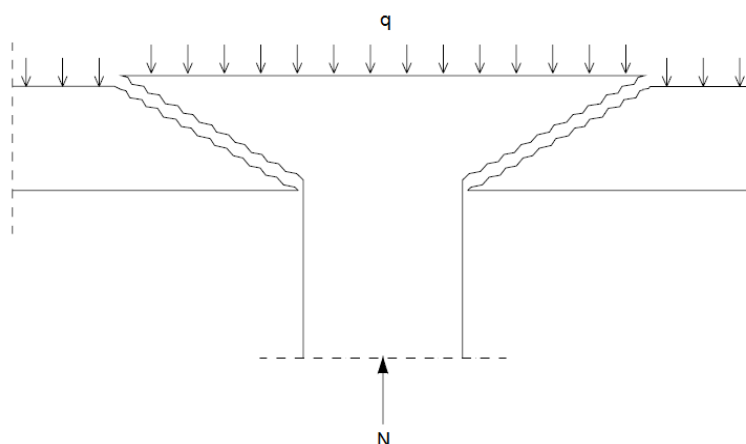


Fig. 2.6 – Mecanismo de rotura por punçoamento de uma laje fungiforme

As Figs 2.7 e 2.8 ilustram o comportamento da laje suportada pelas colunas e carregada uniformemente, relativamente a este mecanismo de rotura:

- fendilhação radial que se forma relativamente cedo, devido aos esforços de flexão circunferencial;
- uma fenda de punçoamento em torno da coluna, que inclina em direcção àquela;
- uma casca cónica em torno do topo da coluna que liga estas duas partes de laje separadas pela fenda circunferencial de punçoamento.

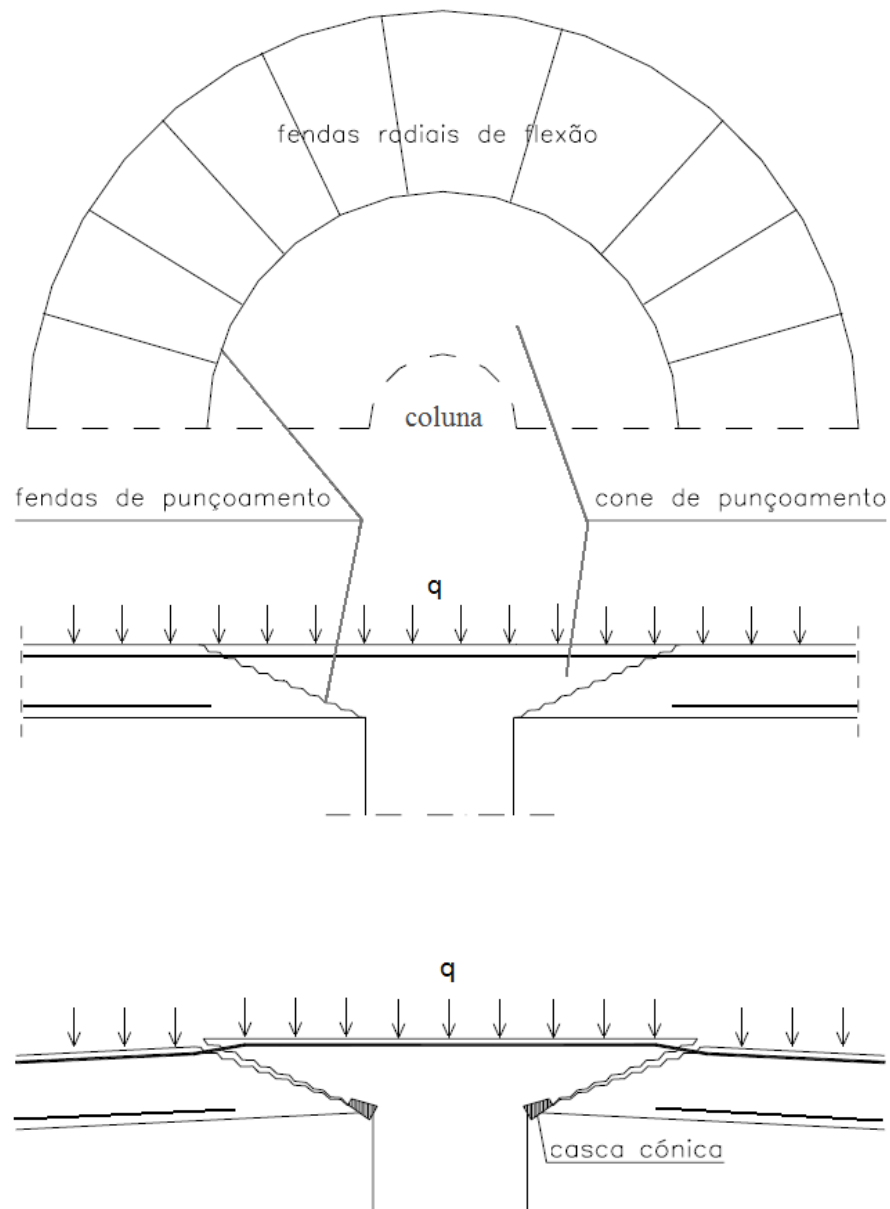


Fig. 2.7 – Esquema de fendilhação devido ao punçoamento

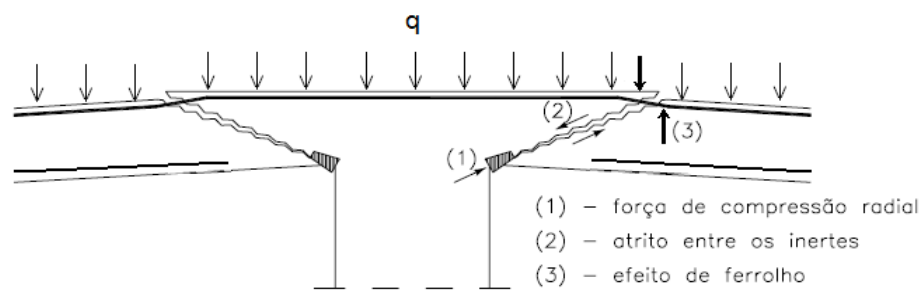


Fig. 2.8 – Esforços devido ao punçoamento

O equilíbrio das forças de punçoamento é garantido pela:

- componente vertical da compressão radial;
- componente vertical da força de atrito entre os inertes na fenda;
- componente vertical da força de efeito de ferrolho.

2.5.3.2. Verificação da segurança de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.)

O modelo de cálculo seguido é ilustrado na Fig. 2.9.

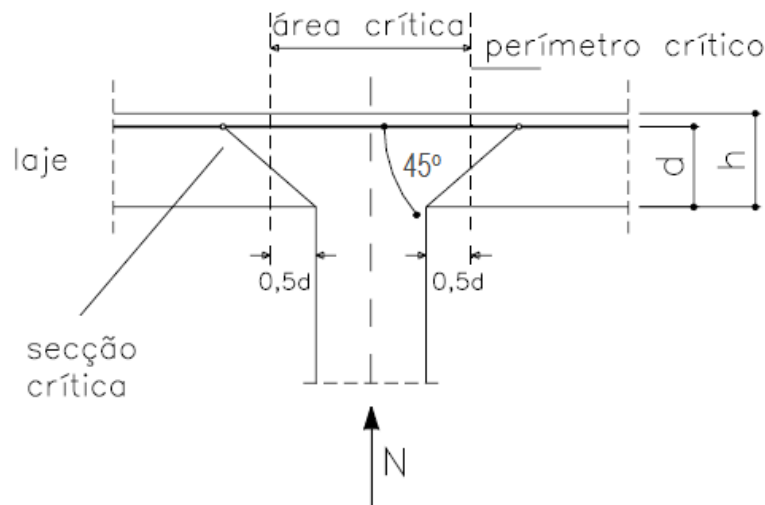


Fig. 2.9 – Modelo de cálculo para punçoamento

A verificação da segurança relativamente ao punçoamento baseia-se em satisfazer, ao longo do contorno crítico, a seguinte condição:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd} \quad (2.1)$$

em que:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} \quad (2.2)$$

$$v_{Rd} = \eta \cdot \tau_1 \cdot d \rightarrow \eta = \begin{cases} 1,6 - d \\ \geq 1,0 \end{cases} \quad (2.3)$$

sendo:

v_{sd} – valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

v_{Rd} – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

V_{sd} – valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento;

u – perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada (área da coluna) a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo (Fig. 2.10);

d – altura útil da laje;

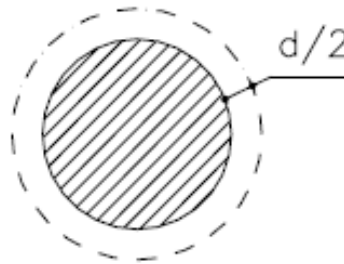


Fig. 2.10 – Perímetro do contorno crítico no problema em estudo

η – coeficiente cujo valor é dado por $1,6 - d$, com d expresso em metros, e que não deve ser tomado inferior à unidade;

τ_1 – tensão cujo valor é indicado no Quadro 2.3.

Nas situações em que a carga axial na coluna actua sem excentricidade, pode considerar-se:

$$V_{sd} = N_{sd} - q_{sd} \cdot A_u \quad (2.4)$$

em que:

N_{sd} – valor de cálculo da carga axial na coluna;

q_{sd} – valor de cálculo da carga distribuída sobre a laje, devido ao peso de terras do aterro sobrejacente;

A_u – área limitada pela contorno crítico.

Quadro 2.3 – Valores da tensão τ_1 (MPa)

CLASSE DO BETÃO	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

No caso da existência de armadura específica de punçoamento – que deverão respeitar as disposições construtivas indicadas no art. 110º do mesmo regulamento –, o valor de cálculo do esforço resistente poderá ser considerado igual a 4/3 da componente, normal ao plano da laje, da força resistente de cálculo da armadura (correspondente à tensão f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% em tracção do aço –, mas não excedendo 350 MPa), como indica a seguinte expressão:

$$V_{Rd} = \frac{4}{3} \cdot A_{sw} \cdot f_{syd} \cdot \sin \alpha \quad (2.5)$$

em que α é o ângulo que as armaduras de punçoamento, com área A_{sw} , fazem com a horizontal.

Em caso algum porém o valor do esforço resistente por unidade de comprimento do contorno crítico, $v_{Rd} = V_{Rd}/u$, assim obtido poderá exceder 1,6 vezes o valor definido pela expressão 2.3.

3

JET-GROUTING

3.1. INTRODUÇÃO

O jet-grouting é uma técnica de melhoria de solos realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material com características mecânicas melhores do que o inicial e de menor permeabilidade.

A sua origem e desenvolvimento, a partir de 1970, deveu-se à necessidade de colmatar a lacuna deixada pelas técnicas de injeção de terrenos no que se refere ao tratamento de solos de reduzidas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições, como por exemplo, as que se verificam em zonas urbanas, para as quais a limitação das perturbações causadas e respectivo controlo são condições obrigatórias.

O jet-grouting apresenta elevada aplicabilidade, podendo ser empregue na construção de túneis, em escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas de estanquidade de barragens, consolidação de terrenos, estabilização de taludes, selagem de aterros constituídos por materiais contaminados, podendo até em algumas situações desempenhar simultaneamente mais que uma função.

3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET-GROUTING

Segundo a “American Society of Civil Engineers” (1980), o jet-grouting é uma “técnica que utiliza uma coroa especial com jactos de água horizontais e verticais, de elevada velocidade, para escavar solos aluvionares e produzir colunas de elevada resistência e reduzida permeabilidade através da injeção de calda por bicos horizontais e mistura com o material de fundação à medida que a coroa vai ascendendo”.

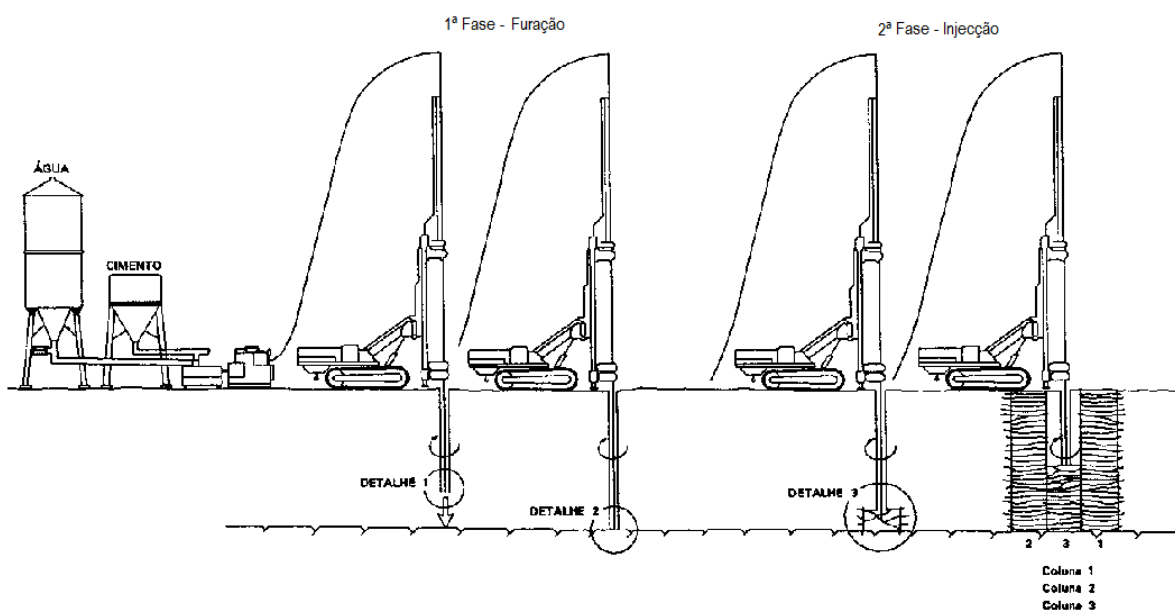
O processo físico da técnica de jet-grouting envolve as seguintes etapas:

- corte – a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade;
- mistura e substituição parcial – uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída e a outra parte é misturada intimamente com a calda injectada a partir dos bicos injectores.
- cimentação – as partículas ou fragmentos do solo são aglutinadas entre si pela acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

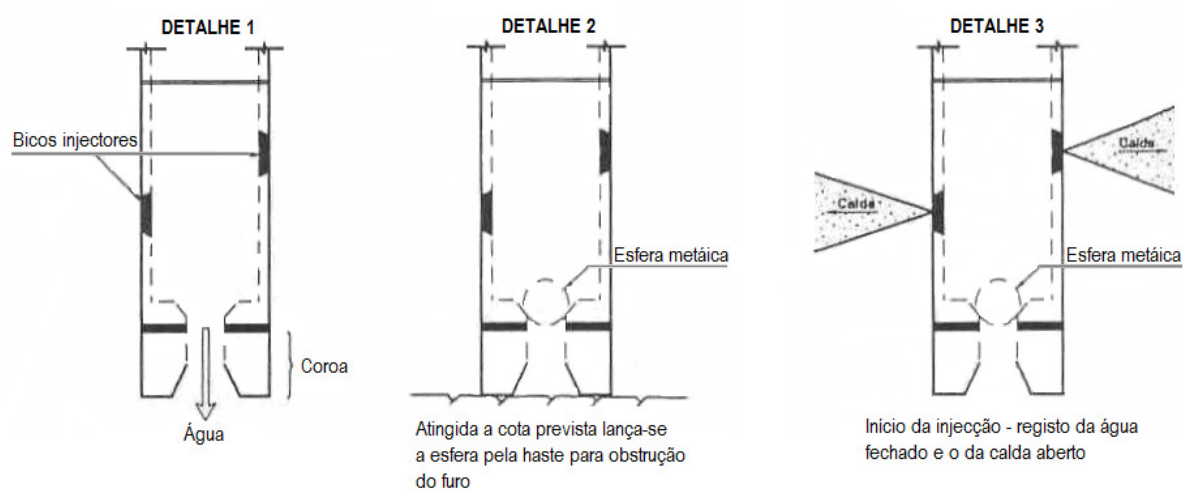
3.2.1. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO

O equipamento necessário à execução da técnica de jet-grouting é composto por (Fig. 3.1):

- central de calda de cimento;
- bomba de alta pressão;
- compressor (apenas em alguns sistemas de jet-grouting);
- sonda hidráulica com torre;
- varas de jet-grouting, com função de furação e tratamento;
- mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão.



a)



b)

Fig. 3.1 – a) Diagrama esquemático da técnica de jet-grouting; b) Pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999)

No que se refere ao procedimento de jet-grouting, representado esquematicamente na Fig. 3.1a e b, este é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel (no caso de um corpo plano). Em seguida, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com a ajuda de um jacto de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

A etapa seguinte difere de acordo com o tipo de geometria pretendida. Assim, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, imprime-se à vara um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, por forma a que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Concluída a execução do corpo cilíndrico retira-se a vara do furo, preenchendo aquele de calda por gravidade até ao seu topo. No caso de se pretender realizar um corpo de geometria plana (painel) o processo é idêntico ao descrito, mas com uma diferença que consiste na ascensão da vara sem movimento rotacional.

3.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET-GROUTING

A aplicação da técnica de jet-grouting no reforço de solos apresenta diversas vantagens quando comparada com outras técnicas. As principais vantagens são:

- aplicabilidade a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho a argilas, permitindo também o tratamento de rochas brandas;
- a viabilidade de execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- possibilidade de tratar solos heterogéneos, através da adaptação dos parâmetros intervenientes no tratamento de cada um dos solos ao longo do processo;
- permite o tratamento de solos a cotas inferiores ao nível freático;
- a incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;
- uso de equipamento de dimensões reduzidas que permite realizar o tratamento em espaços muito pequenos;
- possibilidade de obter diversas geometrias;
- à aplicação da técnica está inerente um baixo nível de ruído e ausência de vibrações.

Na Fig. 3.2 são indicados os limites granulométricos das técnicas de injeção de terrenos; a análise da figura permite confirmar a versatilidade da técnica de jet-grouting quando comparada com os métodos de injeção tradicionais.

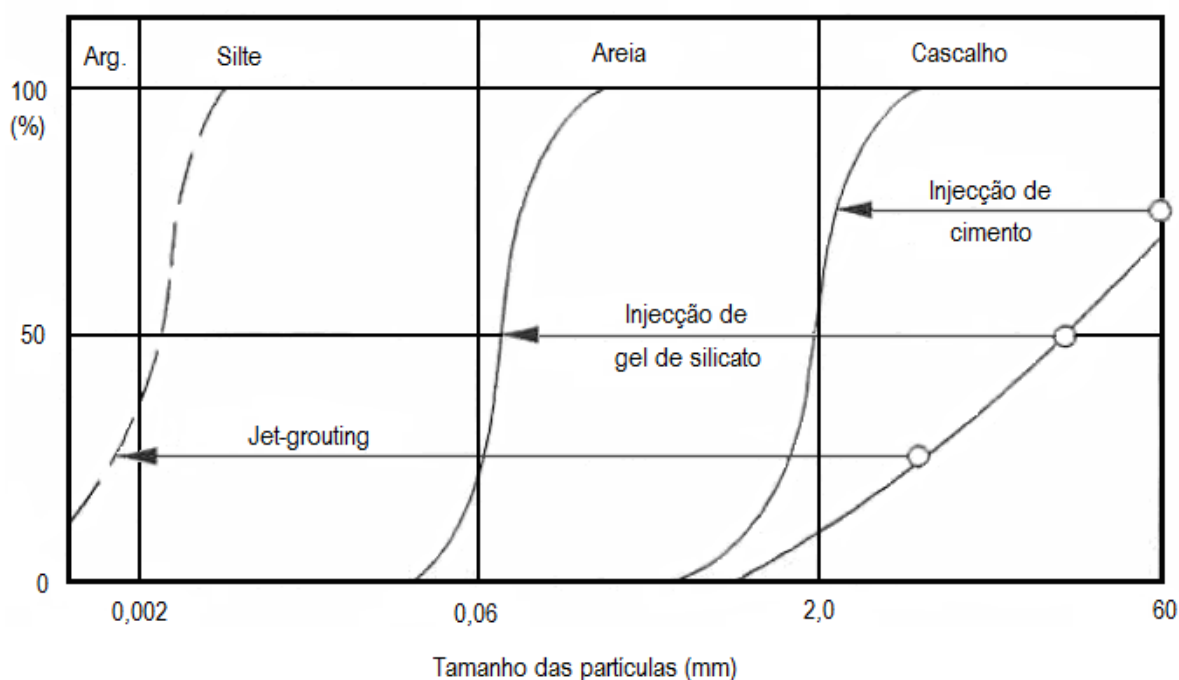


Fig. 3.2 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (adaptado de Carreto, 1999)

Entre as desvantagens da técnica de jet-grouting destacam-se (Carreto, 1999):

- elevada dispersão das características mecânicas finais do material tratado, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparado com o betão;
- inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;
- o controlo deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície;
- dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo);
- a realização de colunas verticais está limitada a profundidades máximas entre 15 e 20 m;
- a resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo este efeito pode ser minimizado com aceleradores de presa.

3.3. SISTEMAS DE JET-GROUTING

A técnica de jet-grouting subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que se representam na Fig. 3.3. São designados por sistema de jacto simples ou JET1, sistema de jacto duplo, ou JET2, e sistema de jacto triplo, ou JET3.

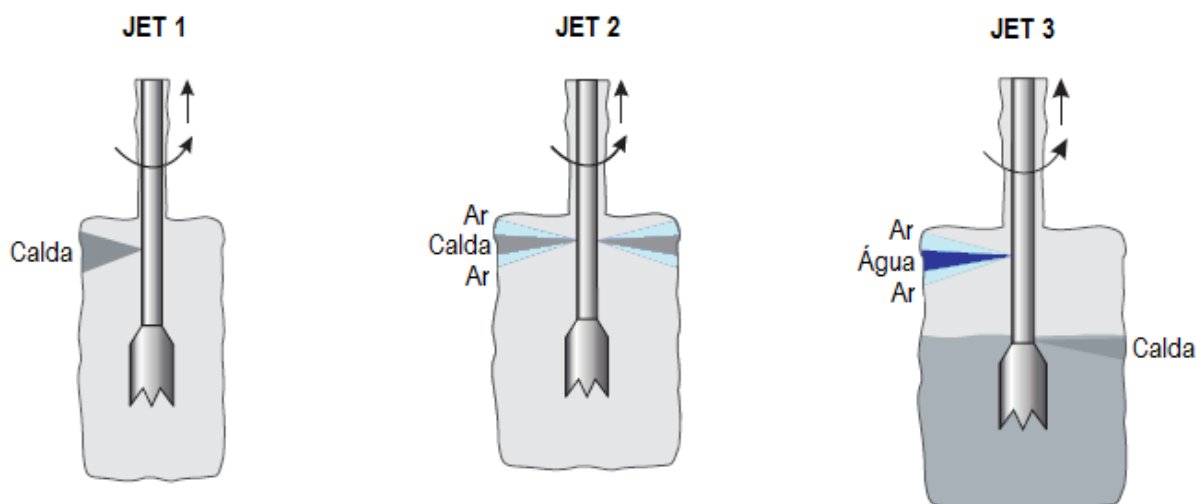


Fig. 3.3 – Sistemas tradicionais de jet-grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Hayward Baker Inc.)

A selecção do sistema mais apropriado é determinada, normalmente, pelo tipo de solo e pelas características mecânicas que se pretendem obter para as colunas de jet-grouting.

No sistema de jacto simples são utilizados um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para simultaneamente desagregar e misturar com as partículas de solo. O seu campo de aplicação encontra-se restringido aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores ao intervalo entre 5 a 10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20. Esta restrição é explicável pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à acção do jacto. Efectivamente, na desagregação/corte dos solos é necessário empregar um esforço energético que é demasiado elevado em terrenos que não se enquadram nos limites anteriores, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jacto duplo (JET2) difere do simples pela utilização de ar comprimido a envolver o jacto de calda. A acção desagregadora e de mistura/aglutinação é de igual forma exercida pelo jacto de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto.

O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jacto simples, utilizando-se porém duas varas coaxiais. Na fase de injeção, a calda de cimento circula pela vara interior a elevada pressão e o ar comprimido, gerado por um compressor, passa pelo espaço anelar definido pelas duas varas. Na saída do bico comum ocorre o envolvimento do jacto de calda por ar comprimido, aumentando significativamente o seu alcance. Durante a fase de perfuração a água circula pelo tubo interno e o ar comprimido é mantido com reduzido caudal para evitar a ocorrência de obstruções.

O método de jacto duplo pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas, a areias e a solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10 pancadas.

O princípio básico do método de jacto triplo consiste na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. Assim, o sistema triplo é constituído por três jactos com as funções que se indicam subsequentemente.

- jacto de água – tem a função de destruir a estrutura do terreno;
- jacto de ar – tem a função de envolver o jacto de água e amplificar o efeito desagregador daquela;
- jacto de calda – tem a função de injectar a calda que se vai misturar com o solo e dar origem ao corpo consolidado.

Para o efeito são utilizadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, a solos com valores de SPT inferiores a 15 (Carreto, 2000).

No quadro 3.1 indicam-se os equipamentos utilizados na aplicação de cada um dos três sistemas de jet-grouting. A Fig. 3.4, por sua vez, ilustra os pormenores da parte inferior da vara associada a cada um dos sistemas.

Quadro 3.1 – Equipamento utilizado nos procedimentos dos três sistemas de jet-grouting – jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 1999)

EQUIPAMENTO	JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
Silo de cimento	√	√	√
Depósito de água	√	√	√
Dosificador para controlo da mistura	√	√	√
Central de fabricação da mistura	√	√	√
Bomba de injeção de alta pressão (calda)	√	√	√
Compressor (ar)	-	√	√
Bomba de injeção de alta pressão (ar)	-	-	√
Mangueiras de injeção	√	√	√
Equipamento de perfuração e injeção e varas	√	√	√

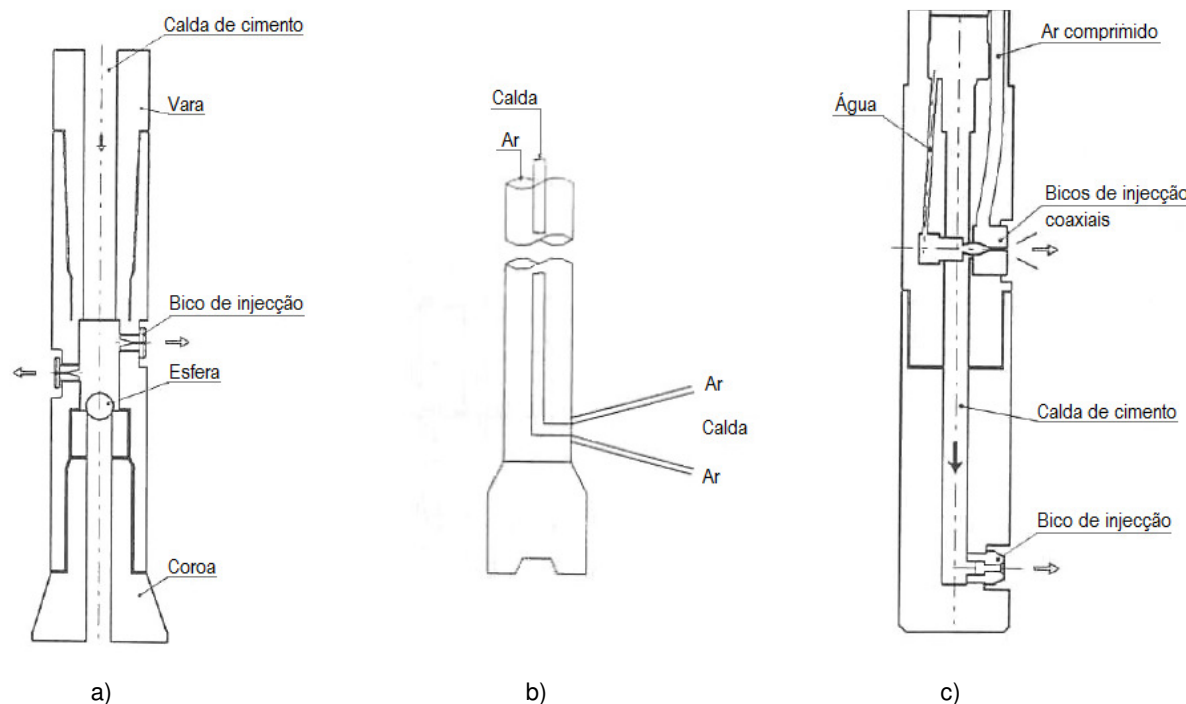


Fig. 3.4 – Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet-grouting (adaptado de Carreto, 1999): a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo

De realçar ainda que, com o sistema de jacto simples obtêm-se colunas com diâmetros inferiores às resultantes dos outros sistemas. As colunas resultantes da aplicação do sistema JET1 são caracterizadas por uma boa uniformidade e o seu diâmetro varia entre 0,3 e 1,2 m. Os sistemas duplo e triplo permitem obter colunas com diâmetro maior, devido à utilização de ar comprimido no fluído desagregador, variando os diâmetros entre 0,6 e 2,0 m para o sistema JET2 e 0,8 e 3,0 m para as colunas realizadas com jacto triplo (Carreto, 1999).

O Quadro 3.2 resume as principais características dos três sistemas de jet-grouting.

Quadro 3.2 – Principais características dos sistemas de jet-grouting (adaptado de Carreto, 1999)

MÉTODO	ORIGEM	PRINCÍPIOS BÁSICOS	PRINCIPAIS ETAPAS DO PROCEDIMENTO	LIMITES DE APLICAÇÃO	DIÂMETRO DAS COLUNAS
JACTO SIMPLES	No Japão em 1970	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas.	1) <u>Furação</u> : execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com auxílio de um jacto de água vertical.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 5$ a 10	0,3 a 1,2 m
			2) <u>Injecção</u> : terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com movimento rotacional.	Solos incoerentes com $N_{SPT} < 20$	
JACTO DUPLO	No Japão em 1972	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas.	1) <u>Furação</u> : execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com auxílio de um jacto de água vertical.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 10$	0,6 a 2,0 m
			2) <u>Injecção</u> : terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com movimento rotacional.	Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	
JACTO TRIPLO	No Japão em 1975	Utiliza um jacto horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo.	1) <u>Furação</u> : execução de um furo de pequeno diâmetro até à profundidade desejada com auxílio de um jacto de água vertical.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 15$ Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,8 a 3,0 m
			2) <u>Injecção</u> : terminada a furação inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injecção de calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda, inferior, substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade.		

3.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCEDIMENTO DE JET-GROUTING

O método de melhoria de terrenos – jet-grouting – é regido por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema escolhido para a realização do tratamento. Da escolha correcta de cada um dos valores a atribuir aos parâmetros depende a eficiência do processo, a geometria do corpo de solo consolidado, a sua resistência, deformabilidade e permeabilidade (Carreto, 1999).

Os parâmetros comuns aos três sistemas são:

- pressão do fluído aglutinante;
- caudal do fluído aglutinante;
- número de bicos de injeção;
- diâmetros dos bicos de injeção;
- relação água/cimento do fluído aglutinante;
- velocidade de subida da vara;
- velocidade de rotação da vara.

Alguns dos parâmetros anteriores são função do tipo de equipamento da empresa que executa o trabalho, estando, portanto, condicionados pelas capacidades e/ou características desse equipamento. Nesta situação incluem-se o número de bicos de injeção e o respectivo diâmetro, a pressão e caudal do fluído.

A realização do tratamento através de jacto duplo obriga à definição de parâmetros suplementares relacionados com a utilização do jacto de ar a envolver o jacto de calda, nomeadamente:

- pressão de ar comprimido;
- caudal de ar comprimido.

No que respeita ao sistema de jacto triplo, há que definir os parâmetros relacionados, como o jacto de fluído que tem como função a erosão do terreno constituído por água e ar. Assim, para além dos parâmetros indicados anteriormente, para o sistema de jacto triplo, dever-se-ão definir:

- pressão da água;
- caudal da água;
- número de bicos de injeção;
- diâmetro dos bicos de injeção.

Em algumas situações particulares, o tratamento é efectuado em duas fases, sendo a primeira de pré-furação, mediante a utilização de um jacto de água a elevada pressão com movimento ascendente e rotacional, seguindo-se o procedimento normal de jet-grouting, que poderá ser realizado através de qualquer um dos sistemas – jacto simples, duplo ou triplo. Neste caso específico, é necessário definir os parâmetros da pré-furação que incluem o número de bicos e o respectivo diâmetro, assim como o caudal e a pressão de injeção da água.

Os limites entre os quais os valores usualmente adoptados para estes parâmetros variam, são apresentados no Quadro 3.3, adoptado de Carreto (1999).

Quadro 3.3 – Valores limite dos parâmetros intervenientes na técnica de jet-grouting (Carreto, 1999)

PARÂMETROS DO PROCEDIMENTO		JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
PRESSÃO	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	PF	PF	20 a 60
CAUDAL	Calda (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	PF	PF	30 a 150
DIÂMETRO DOS BICOS	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	PF	PF	1 a 3
NÚMERO DE BICOS	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	PF	PF	1 a 2
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
VELOCIDADE DE SUBIDA DA VARA (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DA VARA (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

PF – Pré-furação

É importante referir que os parâmetros que são controlados em obra na aplicação da técnica de jet-grouting são a pressão de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara e os caudais. Estes parâmetros são registados automaticamente por um sistema de aquisição de dados e desta forma o processo é controlado em tempo real e de forma contínua ao longo da execução do tratamento.

3.5. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS SOBRE AS CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO

A técnica de jet-grouting resulta numa mistura parcial do solo com calda de cimento, e não numa substituição completa do solo, pelo que o resultado final depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição do solo, da uniformidade de execução do tratamento, assim como dos parâmetros de procedimento, entre os quais a pressão, o caudal da calda de injeção, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação.

Posto isto, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado, nomeadamente, em termos da sua resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao corte. Os valores estabelecidos em projecto deverão ser confirmados através de um controlo na fase de obra, com a execução de um grupo de colunas de ensaio, realizadas nas mesmas condições que as colunas definitivas e que permitirão aferir as características do material tratado e, caso necessário, alterar os valores dos parâmetros de procedimento.

3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS

Com base nos dados recolhidos nas várias aplicações práticas da técnica, vários autores, propuseram gráficos que relacionam o diâmetro das colunas com os parâmetros de procedimento.

Os factores que influenciam o diâmetro das colunas são:

- as condições e características iniciais do terreno;
- o tipo de sistema de jet-grouting;
- a energia aplicada na desagregação do solo.

Em qualquer tipo de solo, o sistema de jacto triplo permite obter diâmetros maiores que os outros sistemas, seguindo-se o sistema de jacto duplo e os menores diâmetros correspondem ao sistema de jacto simples.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de jet-grouting (Carreto, 1999). A resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes.

O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efectuadas em solos coesivos, para o mesmo valor do ensaio SPT e qualquer que seja o sistema utilizado. Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de N_{SPT} são expressos nos gráficos das Fig.s 3.5 e 3.6, e foram elaborados com base nos estudos de diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e a JJGA – “Japan Jet Grout Association” (Carreto, 2000).

Relativamente aos parâmetros do procedimento, com o sistema de jacto simples, em qualquer tipo de solo, o diâmetro das colunas cresce com o aumento da pressão de injeção da calda. O aumento da velocidade de subida da vara resulta, em qualquer caso, numa diminuição do diâmetro da coluna.

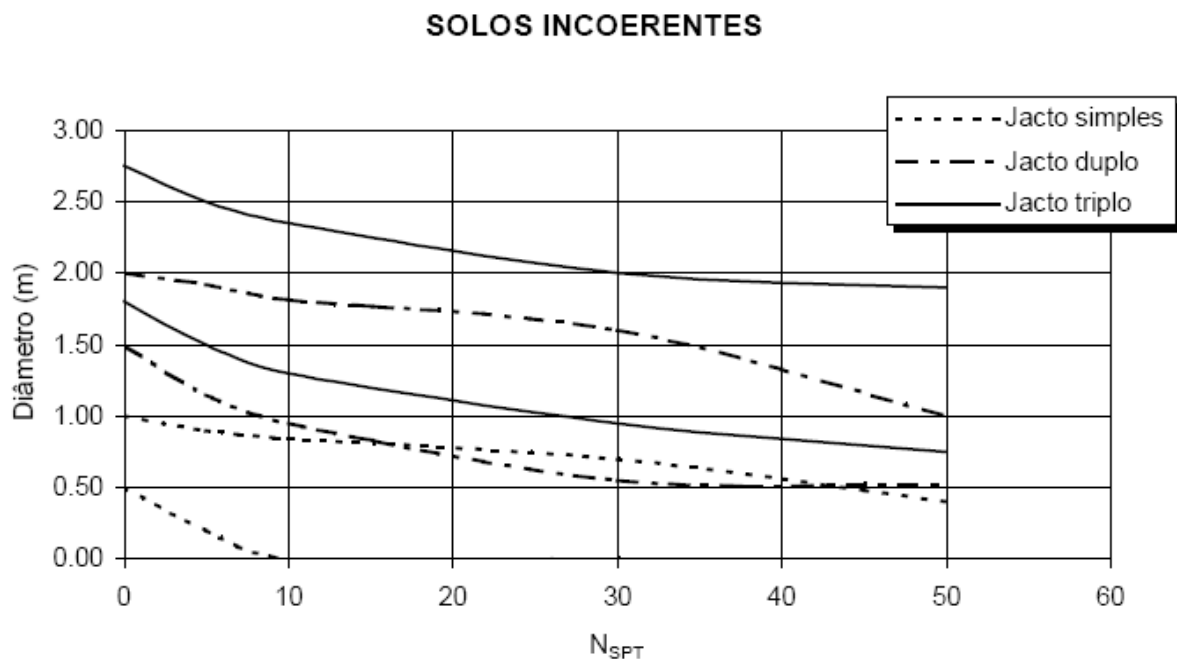


Fig. 3.5 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes

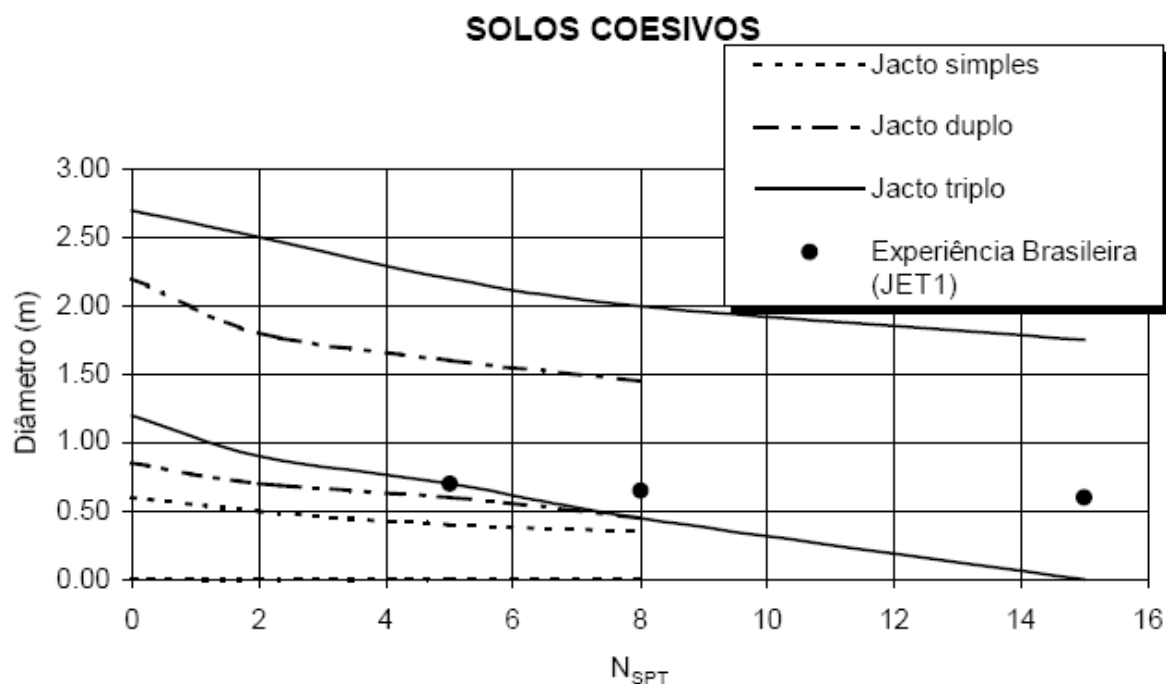


Fig. 3.6 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos

3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO

A resistência do solo tratado é um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento do sistema de jet-grouting para algumas das suas possíveis aplicações, como é o caso do reforço de fundações.

Os factores que principalmente influenciam a resistência mecânica das colunas de jet-grouting são:

- as condições iniciais e características mecânicas e hidráulicas do terreno;
- o tipo de sistema de jet-grouting adoptado;
- o tempo de impacto do jacto;
- a composição da calda de cimento.

Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos quando tratados pelo mesmo sistema de jet-grouting. Em solos coesivos quanto maior é o teor de água natural do solo, menor é a resistência final do material tratado.

Os diferentes sistemas de jet-grouting traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda de cimento; os valores de resistência obtidos variam assim de método para método. Em solos arenosos os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto simples. Em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto triplo. O sistema de jacto duplo é geralmente o sistema em que se obtém resistências mais baixas.

A resistência do material tratado, qualquer que seja o tipo de solo, aumenta com o aumento do tempo de impacto do jacto. Quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de material tratado, maior é a resistência à compressão não confinada do material.

Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência. Quanto maior for a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material tratado, devido à diminuição da quantidade de cimento aliada ao aumento da quantidade de água.

A dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca à ainda maior utilização da solução de jet-grouting no reforço de solos. A previsão do valor de resistência à compressão simples é dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado; à difícil quantificação do teor em água do material tratado, função da água *in situ*, da relação água/cimento da calda, da drenagem de água da coluna ou da ocorrência de consolidação por acção do peso próprio do material tratado; e pela heterogeneidade do material tratado, que pode ter origem na heterogeneidade do próprio solo, na falta de controlo dos parâmetros de injeção ou na mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (Carreto, 1999).

Contudo, através de uma compilação de diversos elementos bibliográficos, Carreto (2000) realizou uma síntese de alguns valores de resistência à compressão simples de materiais tratados por jet-grouting, sem particularizar o tipo de sistema utilizado. Tal síntese é exposta neste trabalho no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet-grouting (adaptado de Carreto, 2000)

AUTORES / DATA	A/C	TIPO DE SOLO – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (MPa)				
		ARGILA ORGÂNICA	ARGILA	SILTE	AREIA	CASCALHO
Welsh e Burke / 1991	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann et al. / 1984	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Paviani / 1989	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Teixeira et al. / 1987	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
JJGA / 1995	-	0,3	1	1 a 3	-	-
Guatteri et al. / 1994	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-

A resistência ao corte do solo objecto de tratamento por jet-grouting é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999).

3.5.3. DEFORMABILIDADE

Os valores de módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se por uma grande dispersão. O material tratado por jet-grouting em solos arenosos apresenta menor deformabilidade que em solos coesivos.

A “Japan Jet Grout Association” (1995) recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999):

Solos arenosos: $E_{50\%} = 100$ a 300 MPa

Solos argilosos: $E_{50\%} = 100$ MPa

Argilas orgânicas: $E_{50\%} = 30$ MPa

3.5.4. PERMEABILIDADE

Em geral, com a técnica de jet-grouting, obtêm-se valores de coeficiente da permeabilidade bastante baixos, da ordem de 10^{-8} a 10^{-11} m/s qualquer que seja o solo objecto de tratamento.

4

PROBLEMA BASE

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado à análise de um problema base de um aterro construído sobre solos moles reforçados com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em laje de betão armado (PTC em laje de betão armado).

Numa primeira fase é realizada uma breve descrição do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo, o modelo $p-q-\theta$, utilizados nesta análise.

Numa segunda fase é apresentado o problema base, com uma descrição das características geométricas, propriedades dos solos e dos materiais de reforço, bem como do processo construtivo.

Por último, são discutidos os resultados obtidos.

4.2. MODELO NUMÉRICO

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesta secção é feita uma breve apresentação do programa de cálculo automático (modelo numérico), baseado no método dos elementos finitos, utilizado no presente trabalho. Este programa intitula-se de *RECRIB* e foi desenvolvido por Borges (1995).

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo são as seguintes:

- simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento;
- formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) desenvolvidas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é utilizada em todas as fases do problema;
- utilização do modelo dos estados críticos $p-q-\theta$, na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro;
- utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento constitutivo das colunas de jet-grouting e da PTC em laje de betão armado.

4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Quando é aplicada uma acção a uma massa de solo saturado, a carga reparte-se, por regra, em duas parcelas. Uma parte fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e a outra no fluído intersticial (excesso de pressão neutra). A distribuição dos excessos de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida carga do fluído intersticial para o esqueleto sólido (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999).

Independentemente do sinal da variação volumétrica do solo durante este processo (dissipação dos excessos de pressão neutra), a teoria matemática que rege este fenómeno é habitualmente designada por teoria da consolidação.

O estudo do processo de consolidação assume-se como sendo dos mais complexos em Geotecnia, pois, para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de carga, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Este problema poderá ser ultrapassado através da integração no espaço e no tempo do conjunto de equações que regem o fenómeno.

A primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação foi levada a cabo por Terzaghi em 1923. Embora esta teoria seja muito simplificada, formulada em termos unidimensionais e partindo de hipóteses que muitas vezes se afastam bastante da realidade das obras geotécnicas, é ainda, nos dias de hoje, aplicada na previsão de deslocamentos diferidos no tempo associados à construção de aterros sobre solos moles (Borges, 1995; Fernandes, 2006).

Posteriormente aos trabalhos pioneiros de Terzaghi, foram vários os autores que aperfeiçoaram e adaptaram a teoria inicial, designando-se habitualmente tais teorias por extensões da teoria de Terzaghi.

A formulação da primeira teoria geral e coerente de consolidação multidimensional deve-se a Biot (1935, 1941). A teoria de Biot permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e de escoamento do fluído intersticial, ou seja, a análise do problema engloba não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

Esta teoria, que inicialmente foi desenvolvida considerando o solo como um material com comportamento isotrópico e elástico linear, foi posteriormente melhorada admitindo comportamentos mais complexos, nomeadamente, comportamentos anisotrópico e viscoso.

O programa de cálculo utilizado foi desenvolvido tendo presente o carácter incremental no tempo das equações governativas de equilíbrio mecânico e de escoamento, pelo que o seu autor adoptou apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Assim sendo, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se aplica, ou não, uma acção mecânica (incremento de carga).

Como já foi referido, o programa de cálculo baseia-se no método dos elementos finitos, e apresenta como variáveis básicas os deslocamentos e os excessos de pressão neutra.

Para a aplicação do método dos elementos finitos, é necessária a discretização do meio em elementos. Considerando que o problema é dependente do tempo, é necessário contemplar não só a tradicional discretização do meio em elementos finitos geométricos, como também em elementos finitos unidimensionais de tempo.

Tendo presente estas condições, o método consiste, em cada cálculo (para cada incremento de carga e de tempo), na resolução do sistema de equações cujas incógnitas são, como se referiu, os

deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos nós dos elementos que discretizam o meio, e a partir dos quais se determinam as deformações e as tensões, tendo em conta o comportamento constitutivo dos materiais. Importa, no entanto, referir que a continuidade do meio tem de ser garantida, sendo para tal imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais entre elementos adjacentes.

Em análises bidimensionais, o programa usa dois tipos de elementos triangulares (Fig. 4.1).

O elemento ilustrado na Fig. 4.1a é usado em massas de solo onde se processa consolidação (onde existe formulação acoplada mecânico-hidráulica) e é constituído por 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados do elemento), e 3 pontos nodais para os excessos de pressão (nos vértices do elemento). No problema base em análise, este elemento é utilizado na simulação do solo mole de fundação.

O elemento ilustrado na Fig 4.1b apresenta apenas 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados do elemento). No problema base, este elemento é utilizado para modelar as colunas de jet-grouting, a PTC em laje de betão armado e o aterro. Este último, geralmente granular, apresenta valores de permeabilidade bastante elevados, sendo aceitável a simplificação correspondente à situação drenada, ou seja, com excessos de pressão neutra nulos.



Fig. 4.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e 0 incógnitas-excessos de pressão neutra

4.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/ MODELO P-Q- Θ

O comportamento constitutivo dos solos é, em geral, bastante complexo, dada a diversidade muito elevada de factores que o influenciam. Depende obviamente das suas características intrínsecas tais como a natureza física, a consistência, o teor em água, o estado de tensão *in situ*, as condições de drenagem, etc, bem como das características da acção que lhe é imposta e da modificação das condições iniciais que a aplicação daquela implica.

Nestas circunstâncias, torna-se necessário adoptar um modelo de compromisso que utilize um número reduzido de parâmetros facilmente obtidos em laboratório mas que, por outro lado, não omita os aspectos mais relevantes do comportamento do solo e que, assim, seja de fácil aplicação na resolução de um grande número de problemas de interesse prático.

O modelo escolhido para simular o comportamento constitutivo do solo, neste trabalho, foi o modelo de estados críticos p-q- Θ . Trata-se de um modelo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas e em que o conceito de cedência está separado do de rotura final ou estado crítico. Um solo está em

estado crítico quando se deforma sem alteração do estado de tensão e do volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

A Fig. 4.2a mostra, no espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ . Este modelo adopta a superfície de Mohr-Coulomb para superfície de estados críticos. No sistema de coordenadas p-q (em que p é a tensão média efectiva e q a tensão de desvio), a superfície de cedência é uma elipse (Fig. 4.2b). Dependendo da trajectória de tensões, o modelo p-q- θ simula endurecimento (trajectória 1-2, Fig. 4.2b e c, em que ϵ_v é a deformação volumétrica e ϵ_d a deformação distorcional) ou amolecimento (trajectória 3-4, Fig. 4.2b e d).

Neste modelo, M é o parâmetro que define o declive da linha de estados críticos no referencial p-q, e não é constante; depende do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos, ϕ' :

$$M = \frac{3 \sin \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi' \sin \theta} \quad (4.1)$$

Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial p-q,

$$q = M \cdot p \quad (4.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos (Fig. 4.2a e b).

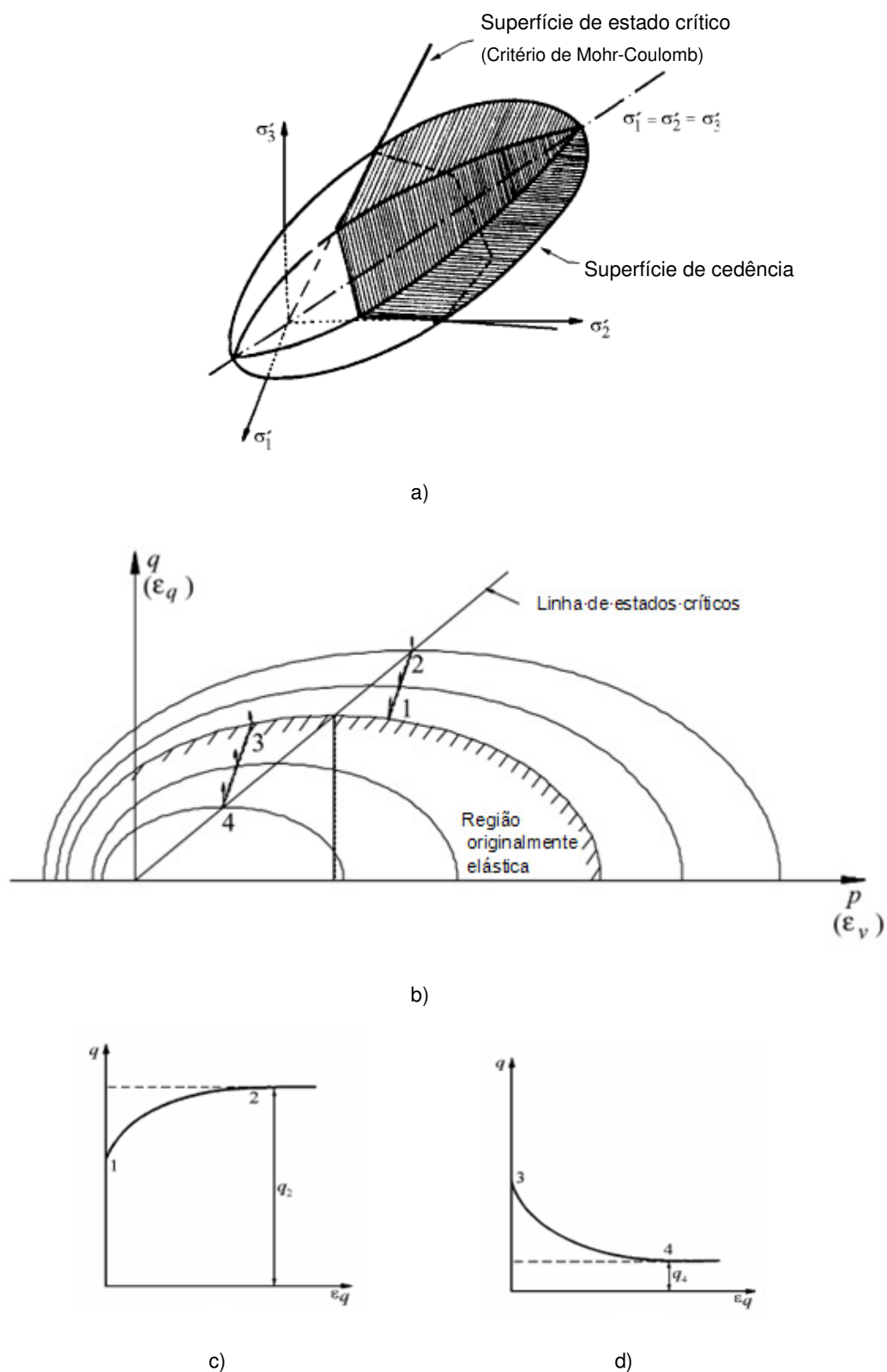


Fig. 4.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p - q - θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p - q - θ no referencial p - q ; c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995)

4.3. PROBLEMA BASE

4.3.1. INTRODUÇÃO

Com o objectivo de estudar o comportamento de aterros de grande extensão sobre solos moles reforçados com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga (PTC) em betão armado, tanto no período construtivo como ao longo do processo de consolidação, é analisado nesta secção um problema base.

Inicialmente faz-se uma descrição das características geométricas do problema, das propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos e materiais de reforço, do processo construtivo e da malha de elementos finitos usada na sua modelação.

Numa segunda fase são analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica. Avaliou-se o comportamento do sistema estrutural no que respeita à evolução dos assentamentos e dos estados de tensão, bem como de outras grandezas interpretativas do seu funcionamento, designadamente os coeficientes de concentração de tensões, de efeito de arco e de eficácia do sistema de reforço.

Finalmente, pretendeu-se comparar o desempenho do problema base com o desempenho do mesmo problema reforçado com colunas de jet-grouting mas sem utilização de PTC em laje de betão armado, isto é, considerando a transferência de carga feita pelo próprio material de aterro (PTC granular não reforçada). Avalia-se o mecanismo de transferência de carga na parte superior do sistema estrutural, e faz-se a comparação em termos de redução dos assentamentos.

4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

O problema base consiste na construção de um aterro de 3 m de altura sobre um solo mole saturado, reforçado com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma PTC em laje de betão armado (Fig. 4.3). O tempo total de execução da laje de betão armado e do aterro é de 49 dias. Considerou-se 28 dias para a execução da laje (englobando o tempo de cura do betão necessário para se atingir a resistência característica do mesmo). O aterro é executado, a ritmo constante, em 21 dias.

A camada de solo argiloso tem 7 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que estabelece as condições de fronteira inferior do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso.

As colunas de jet-grouting têm 1,3 m de diâmetro e estão dispostas segundo uma malha quadrangular em planta; o seu comprimento é igual à espessura da camada argilosa, ou seja, a extremidade inferior apoia-se no estrato rígido. O espaçamento entre eixos de colunas adjacentes é de 4 m.

Visto que o aterro apresenta grande extensão planimétrica, recorreu-se ao conceito de célula fundamental ou unitária cilíndrica para resolver o problema base. Assim, usou-se uma modelação numérica simplificada onde o sistema estrutural é composto por uma só coluna de jet-grouting, pelo solo mole envolvente, pela PTC em laje de betão armado e o aterro na sua área de influência (Fig. 4.4). Pelas características da obra existe simetria relativamente ao eixo vertical que passa pelo centro da coluna. Esta particularidade permite tratar o problema simplificadamente como um problema bidimensional axissimétrico. Para simplificar a análise, considera-se que cada coluna tem uma área de influência circular.

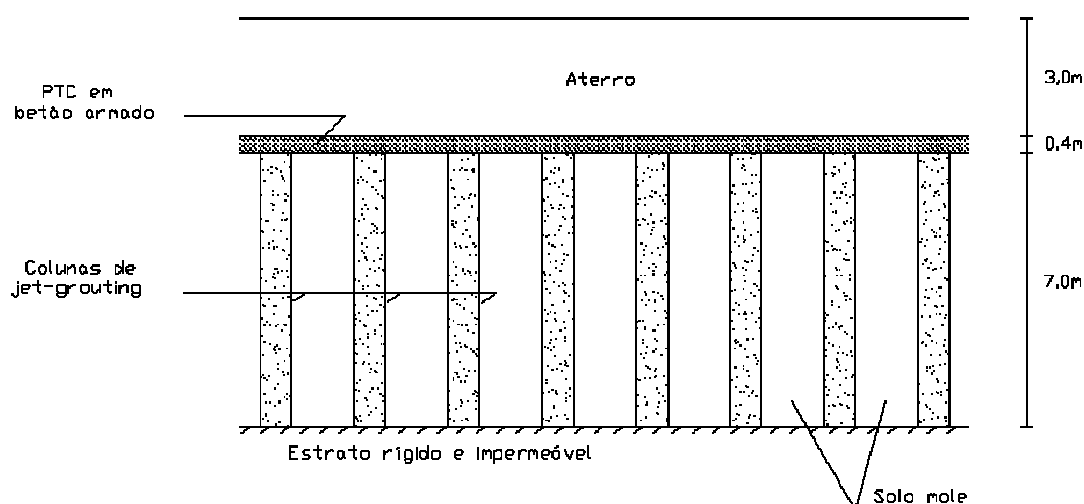


Fig. 4.3 – Representação esquemática do problema a estudar

Para a simulação do comportamento real do solo foram impostas condições de fronteira. Os deslocamentos horizontais foram impedidos em todos os pontos da fronteira lateral da célula (superfície cilíndrica). Como o problema é limitado inferiormente por um estrato rígido que se admite indeformável, os deslocamentos verticais e horizontais da fronteira inferior da célula também foram impedidos (Fig. 4.4). Admitiu-se que, antes da execução da laje de betão armado, é colocada uma pequena camada de material granular, com funções drenantes, na superfície do solo mole. Desprezou-se, na simulação do problema, o comportamento mecânico desta camada, simulando somente o seu efeito drenante. Assim, como condições de fronteira, foram impostos iguais a zero os excessos de pressão neutra nessa superfície (plano inferior da laje de betão armado).

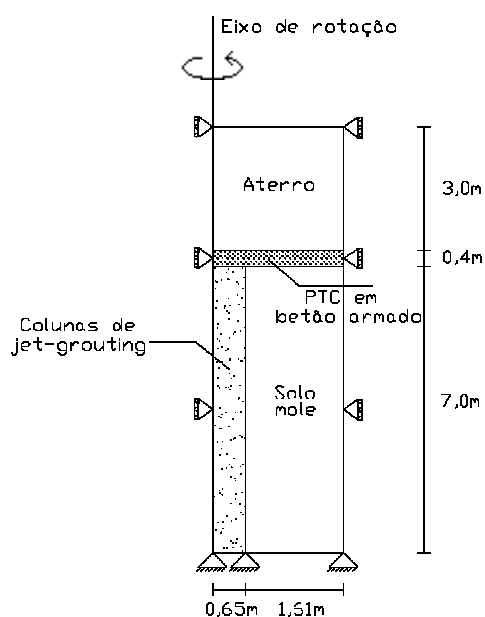


Fig. 4.4 – Representação esquemática da célula unitária

O raio da célula unitária é igual a 2,26 m (Fig. 4.4), correspondente ao espaçamento de 4 m em malha quadrangular (igual valor em planta das áreas quadrangular e circular). A PTC em laje de betão armado encontra-se localizada no topo das colunas.

A Fig. 4.5 mostra a malha de elementos finitos utilizada na discretização do meio em diferentes fases do problema, a qual é constituída no total por 1710⁽¹⁾ elementos, repartidos da seguinte forma:

- 868 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole;
- 456 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o aterro;
- 310 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem a coluna de jet-grouting;
- 76 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem a PTC de betão armado.

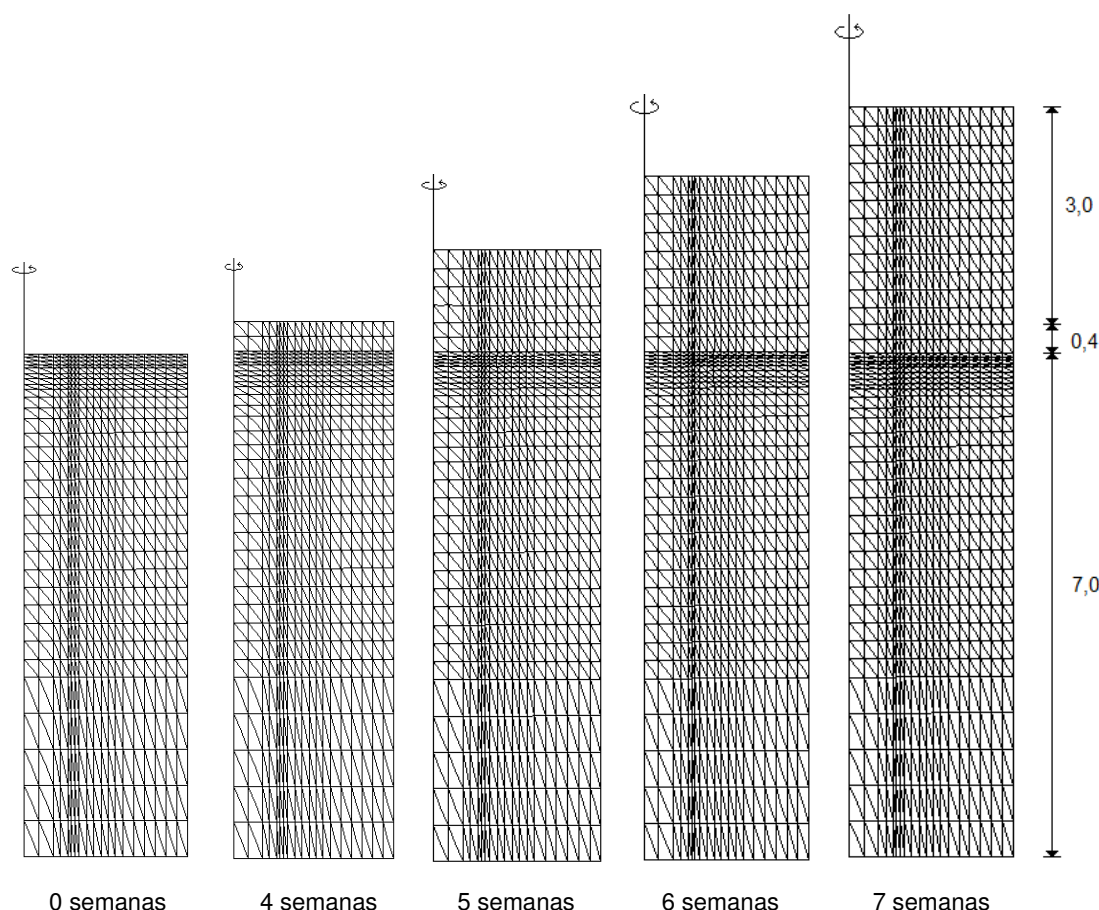


Fig. 4.5 – Malha de elementos finitos

¹ A camada granular correspondente à fronteira drenante não foi materializada na malha de elementos finitos, uma vez que, como se referiu, é desprezado o seu contributo em termos mecânicos.

Relativamente à modelação das interfaces solo mole/coluna de jet-grouting, optou-se pela não utilização de elementos de junta. Esta opção justifica-se sobretudo pela grande rugosidade (irregularidade) existente nessas interfaces devido ao processo construtivo das colunas de jet-grouting. Por outro lado, assegurou-se uma boa discretização da malha nessa zona (malha com espaçamentos de 5 cm). A sustentar esta opção esteve também o facto de a maior parte dos casos relativos à simulação de reforço de solos de fundação com colunas de jet-grouting, encontrados na bibliografia da especialidade, terem recorrido à mesma simplificação (Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006 e Adbullah, 2006).

Quanto às interfaces solo/laje de betão armado, adoptou-se também, por simplificação, o mesmo critério (não utilização de elementos de junta), o que se justifica, em parte, pelo facto de que as transferências de tensões entre a laje e o solo não se processarem significativamente através da mobilização de tensões de corte naquelas interfaces (a laje de betão armado funciona, globalmente, como uma laje fungiforme apoiada nas colunas, sujeita às cargas verticais do aterro executado sobre ela).

O comportamento do solo mole e do material que constitui o aterro foram simulados pela aplicação do modelo dos estados críticos p-q- θ . No Quadro 4.1 são apresentadas as características adoptadas para os dois materiais em questão. No caso do material de aterro, tomou-se para o coeficiente de impulso em repouso (K_0) o valor de 0,43 e para o grau de sobreconsolidação considerou-se 1.

No Quadro 4.2 são apresentados os valores do coeficiente de sobreconsolidação (OCR) e do coeficiente de impulso em repouso (K_0) para o solo argiloso, em profundidade. Trata-se assim de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 1,8 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Quadro 4.1– Características do solo argiloso e do material de aterro

	λ	k	Γ	Φ' (°)	ν'	N	γ (kN/m ³)	kx (m/s)	ky (m/s)
Argila	0,22	0,020	3,26	30	0,25	3,400	17	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,817	20	-	-

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga; k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa; Φ' – ângulo de atrito definido em termos de tensões efectivas; ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; γ – peso específico do material; kx e ky – permeabilidade na direcção horizontal e vertical, respectivamente.

Quadro 4.2 – Valores de K_0 e OCR para a argila

PROFUNDIDADE (m)	K_0	OCR
0 -1	0,7	2,43
1 -1,8	0,7 – 0,5	2,43 – 1,00
1,8 -7	0,5	1,00

Para a laje de betão armado foi adoptado o modelo elástico linear isotrópico. Foi adoptado um valor de 18 GPa para o módulo de elasticidade (valor estimado tendo em conta os efeitos de fluência) e considerado um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2.

Em termos de pré-dimensionamento, de acordo com o preconizado no R.E.B.A.P., avaliou-se a segurança da laje relativamente ao punçoamento (admitindo, do lado da segurança, que toda a carga do aterro é transmitida para as colunas). Considerando a utilização de um betão B35, a altura útil (d) mínima obtida, sem necessidade de armadura de punçoamento, foi 0,21 m. O valor adoptado para a altura total da laje foi 0,40 m. Importa referir, desde já, que no capítulo 5 (análises paramétricas), serão analisadas situações em que a carga de punçoamento é superior à do problema base, razão por que se adoptou aqui um valor de 0,40 m, valor um pouco superior ao mínimo necessário em termos de punçoamento, como referido.

Na simulação das colunas de jet-grouting adoptou-se igualmente o modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν). As características do jet-grouting são apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Características do jet-grouting

	E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)
Jet-grouting	150	0,2	22

Como se trata de uma técnica relativamente recente e em virtude das particularidades da própria técnica, caracterizada pela mistura parcial de calda cimento com o solo, e cujas características mecânicas são de difícil determinação (ver ponto 3.5), os valores das propriedades do jet-grouting disponíveis na bibliografia da especialidade são escassos e caracterizam-se por uma grande dispersibilidade, particularmente no diz respeito ao módulo de elasticidade. Neste problema, foi adoptado o mesmo módulo de elasticidade que Marques (2008), referido por Jaritngam (2003), para colunas de jet-grouting construídas para reforço de um solo argiloso mole de fundação, durante a construção de uma estrada na Tailândia.

4.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.3.3.1. Introdução

Para ilustrar o comportamento da obra ao longo de todo o processo (desde o início da construção até ao final da consolidação) são apresentadas várias figuras relativas aos deslocamentos (malhas deformadas e assentamentos), aos estados de tensão (excessos de pressão neutra, tensões efectivas verticais, tensão tangencial, níveis de tensão e cruzetas das tensões principais efectivas) e às grandezas interpretativas do mecanismo de efeito de arco e de eficácia do sistema de reforço (coeficiente de concentração de tensões, coeficiente de efeito de arco e coeficiente de eficácia do sistema de reforço) em diversas fases do período construtivo e pós-construtivo.

4.3.3.2. Deslocamentos

Na Fig. 4.6 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 20, para as 7 semanas (final da construção), 61,4 semanas, 2,7 anos e 8,4 anos (final da consolidação).

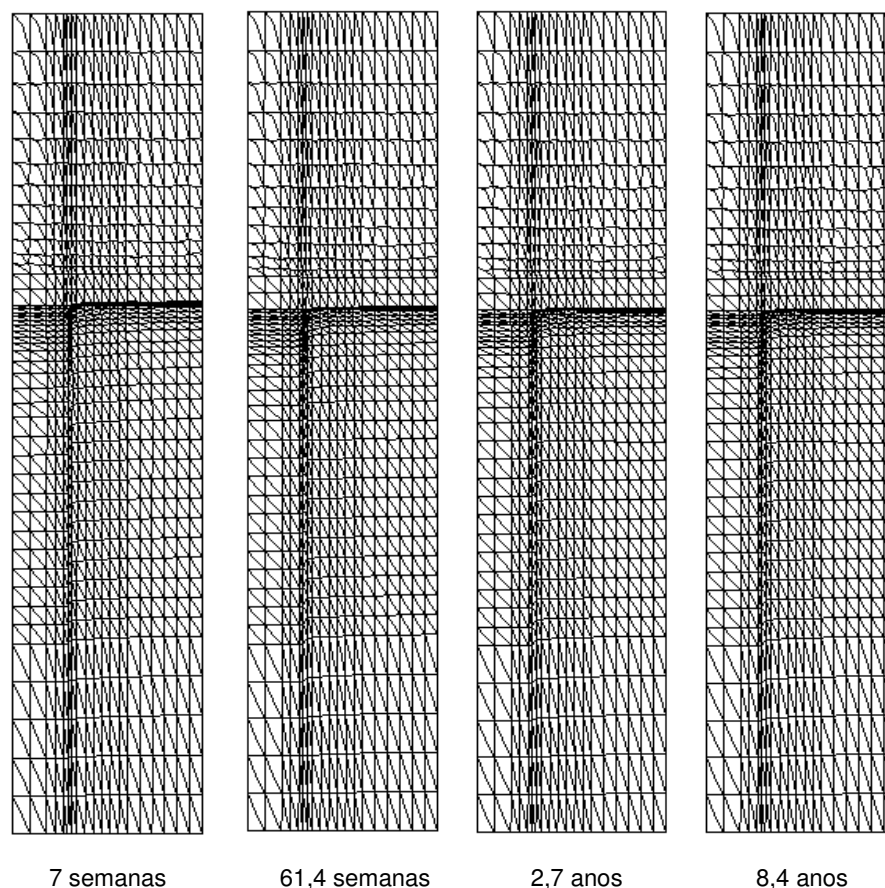


Fig. 4.6 – Configuração das deformadas para diferentes instantes de tempo

Para esta escala de deformações, as deformações da malha são pouco perceptíveis, tendo em conta a diferença entre a escala geométrica e a de deformações (mesmo com factor de ampliação de 20). A seguir, são apresentadas imagens em que os deslocamentos do sistema estrutural são perceptíveis.

As Fig.s 4.7 e 4.8 apresentam, respectivamente, a evolução dos assentamentos médios no topo da coluna de jet-grouting e no solo mole na base da laje de betão armado (profundidade $z=0m$) e o assentamento médio do conjunto coluna/solo mole, à mesma profundidade, em função do tempo. Estes assentamentos médios foram calculados tendo em conta os valores dos assentamentos nos pontos nodais (fornecidos pelo programa de elementos finitos), multiplicados pelas respectivas áreas de influência (“coroas” circulares) na célula unitária.

Assim, os assentamentos dos nós mais afastados do eixo de simetria têm uma maior contribuição para o valor do assentamento médio, na medida em que apresentam maiores raios de “coroa” circular.

Os assentamentos começam logo na fase construtiva (assumindo já alguma expressão no final desta fase) e aumentam à medida que decorre o processo de consolidação, exibindo valores ligeiramente maiores no solo do que na coluna de jet-grouting. No final da consolidação, o assentamento médio apresenta valores de 3.66 cm para o solo e de 3.62 cm para a coluna, o que representa um assentamento diferencial médio igual a 0.04 cm, ou seja, um valor que em obra se pode considerar praticamente nulo. Logo, é pois adequado admitir que o sistema estrutural sofre simplifadamente assentamento “em bloco”. Nas primeiras 7 semanas (final da construção), ocorreram aproximadamente 53% do assentamento total tanto no solo como na coluna. Decorridos 1,2 anos após

o início da obra processaram-se já 96% dos assentamentos totais no solo mole e na coluna de jet-grouting.

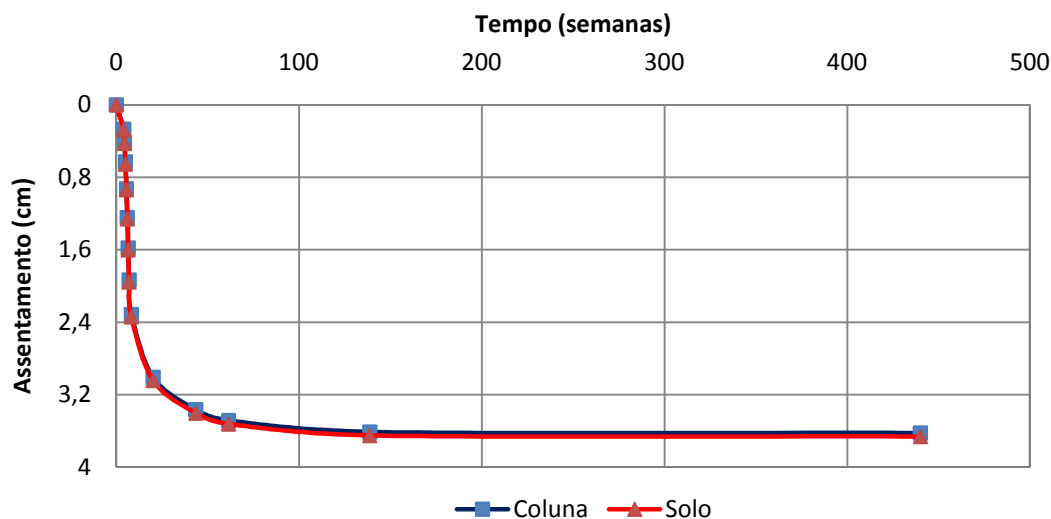


Fig. 4.7 – Evolução temporal dos assentamentos médios no solo mole e na coluna para a base da laje de betão armado (profundidade $z=0m$)

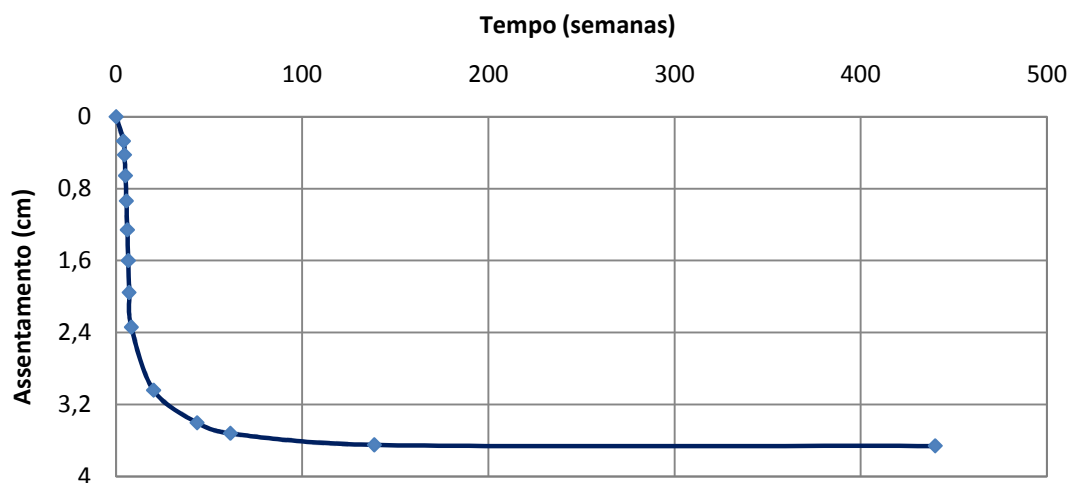


Fig. 4.8 – Evolução temporal do assentamento médio do conjunto coluna/solo mole para a profundidade ($z=0m$)

Mostra-se na Fig.4.9 os assentamentos no plano da base da laje de betão armado em função da distância ao eixo da coluna, durante a construção do aterro. Verifica-se que os assentamentos começam logo após a construção da laje de betão armado (4 semanas) e apresentam valores sensivelmente idênticos nos dois elementos (solo mole e coluna) para os diferentes instantes analisados. A Fig. 4.10 apresenta a mesma análise só que para diferentes instantes do período pós-construtivo. Através da observação desta figura é perceptível que a partir da semana 61,4 após o início da obra, ou seja, passados 1,2 anos, grande parte dos assentamentos já se processou. Verifica-se ainda que ao fim de 2,7 anos (138,7 semanas) já se processou 99,7% do assentamento médio total. Como se verá mais à frente, o processo de consolidação é mais rápido do que nos problemas com PTC granular

não reforçada (sem laje de betão armado) e sem qualquer tipo de reforço (sem colunas de jet-grouting e sem laje de betão armado).

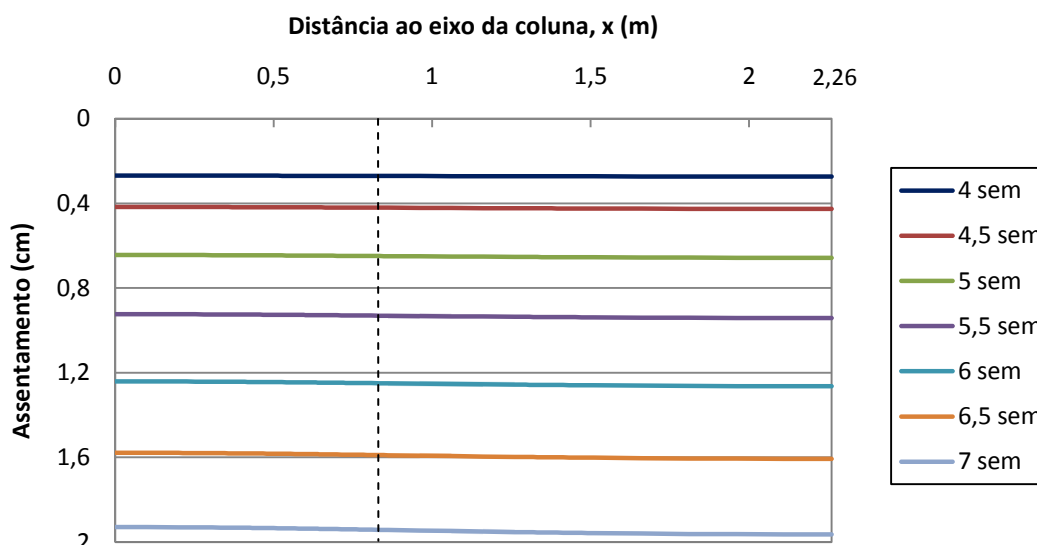


Fig. 4.9 – Assentamento, durante a fase construtiva, na base da laje de betão armado ($z=0m$)

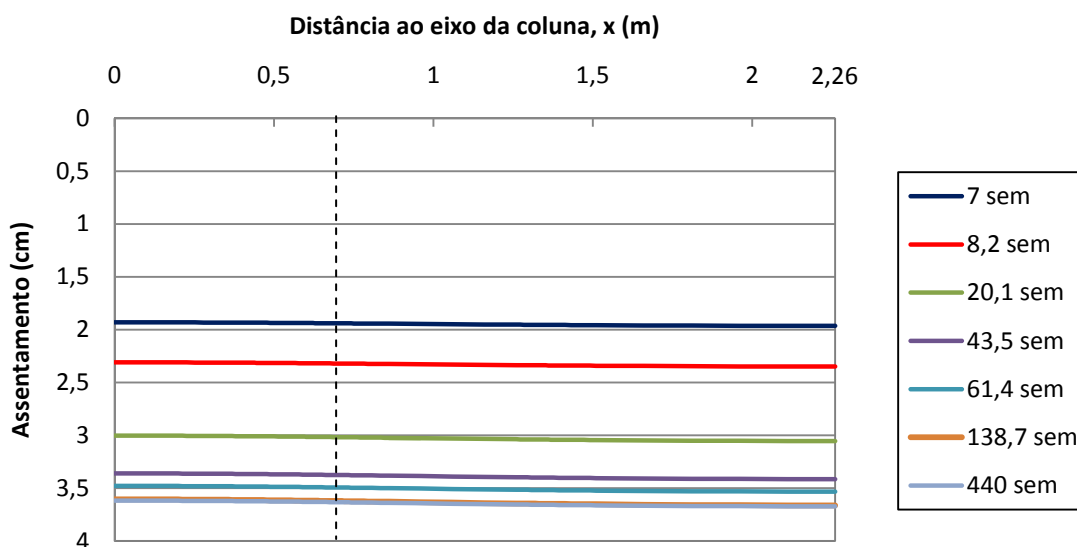


Fig. 4.10 – Assentamento, no período pós-construtivo, na base da laje de betão armado ($z=0m$)

A Fig. 4.11 mostra a evolução no tempo dos assentamentos em dois pontos do plano da base da laje de betão armado, designadamente no centro da coluna de jet-grouting ($x=0m$) e na periferia da célula unitária ($x=2,26m$). Confirmando os resultados mostrados anteriormente, verifica-se que o assentamento diferencial entre o centro da coluna e a periferia da célula é muito pequeno, apresentando um valor igual a 0,57 mm no final da consolidação. Uma análise pormenorizada a esta figura permite comprovar que o solo na zona da periferia da célula unitária sofre maior assentamento

do que os restantes pontos dispostos segundo o raio da mesma célula, embora a diferença seja muito pequena, como se referiu.

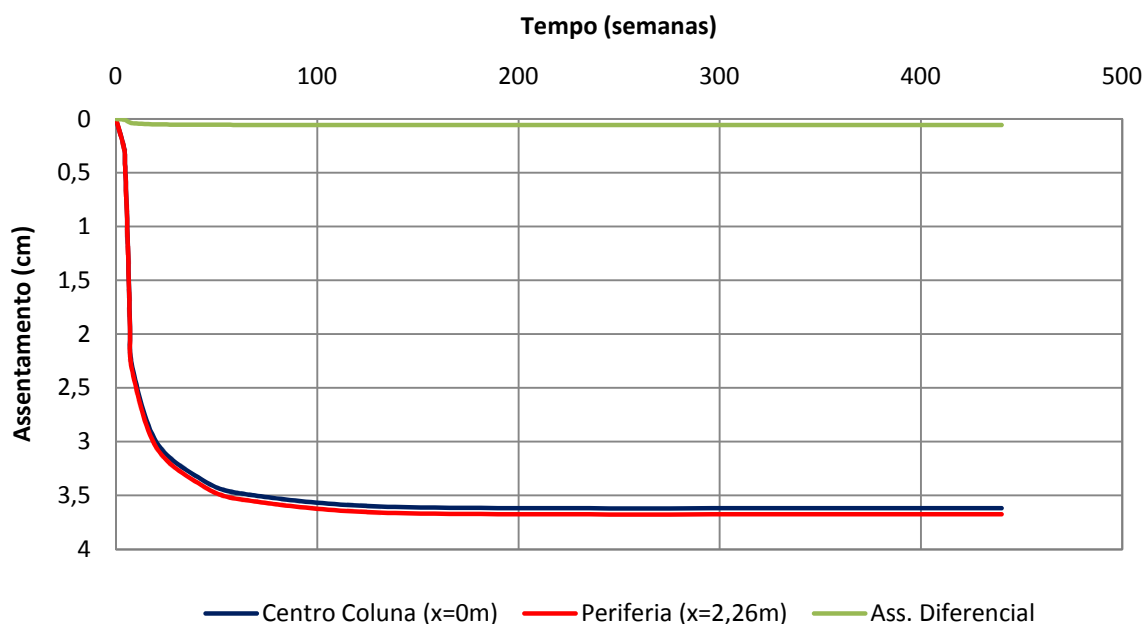
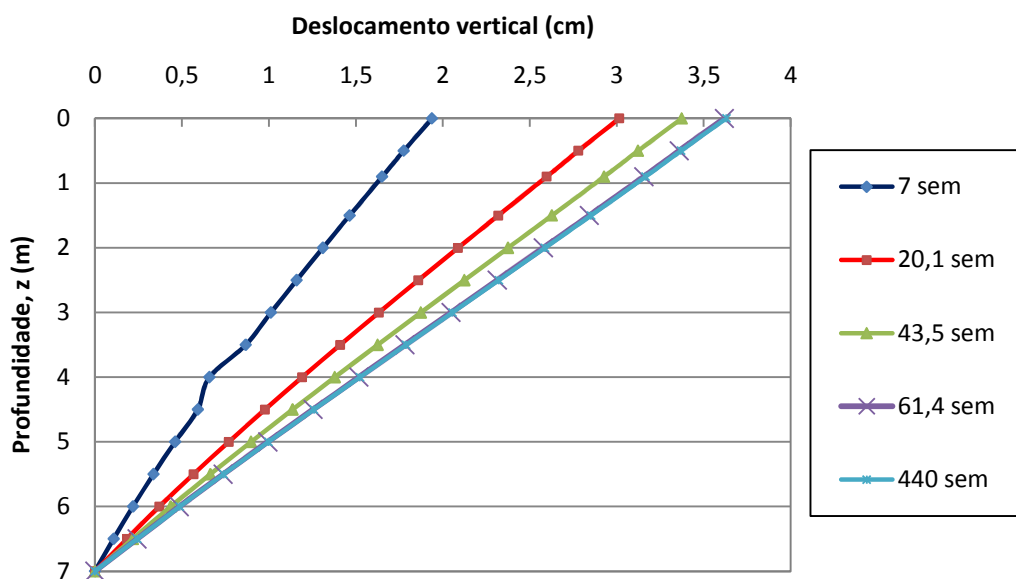


Fig. 4.11 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ($x=0m$), na periferia ($x=2,26m$) e do assentamento diferencial, para profundidade $z=0m$ (base da laje de betão armado)

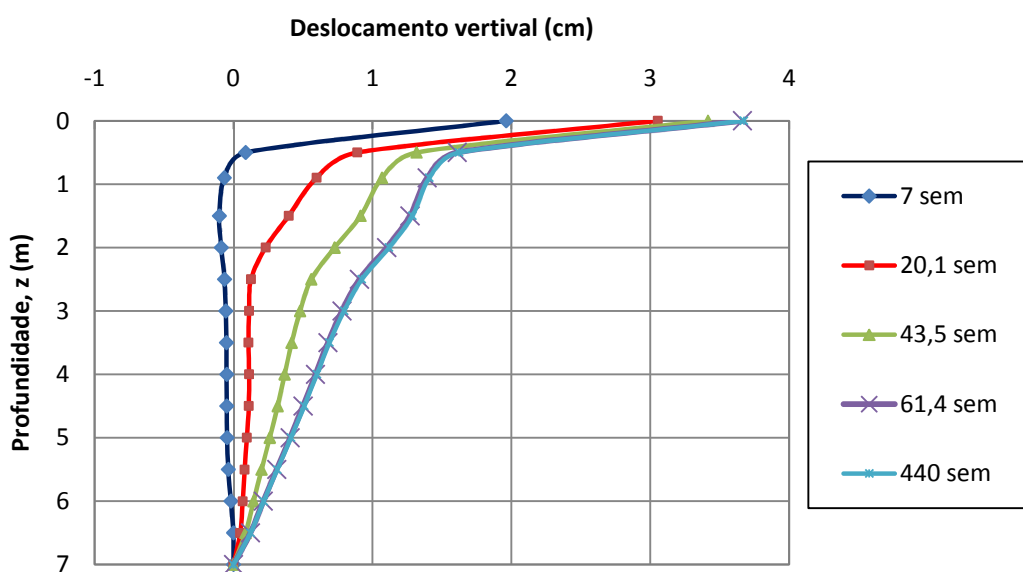
Na Fig. 4.12 são expostos os deslocamentos verticais do solo na interface com a coluna de jet-grouting ($x=0,65m$) e na periferia da célula unitária ($x=2,26m$), para cinco instantes de tempo.

Para a interface coluna/solo (Fig. 4.12a), verifica-se que, o solo deforma-se com uma taxa de variação do deslocamento vertical aproximadamente constante em profundidade.

Para a periferia da célula unitária ($x=2,26m$) (Fig. 4.12b) regista-se a ocorrência de maior taxa de variação do deslocamento vertical (com o aumento da inclinação da curva) para as camadas mais superficiais, estendendo-se este efeito até aproximadamente 0,5 m de profundidade no final da consolidação. Comparando os deslocamentos verticais nas duas situações, verifica-se que no alinhamento $x=2,26m$ os deslocamentos são menores do que os registados na interface coluna/solo mole ($x=0,65m$), com excepção para a base da PTC em betão armado ($z=0m$), onde se verifica praticamente igualdade de valores. Estas diferenças justificam-se, naturalmente, pelos diferentes estados de tensão nos dois alinhamentos. O estado de tensão no solo junto à coluna é obviamente influenciado pela interacção com esta, o que não acontece na periferia da célula unitária.



a)



b)

Fig. 4.12 – Deslocamento vertical em 5 instantes de tempo diferentes: a) na interface coluna/solo mole ($x=0,65\text{m}$); b) periferia da célula unitária ($x=2,26\text{m}$)

As Fig.s 4.13 e 4.14 mostram a evolução dos deslocamentos verticais para diferentes profundidades em função da distância ao eixo da coluna, no final da construção e no final da consolidação.

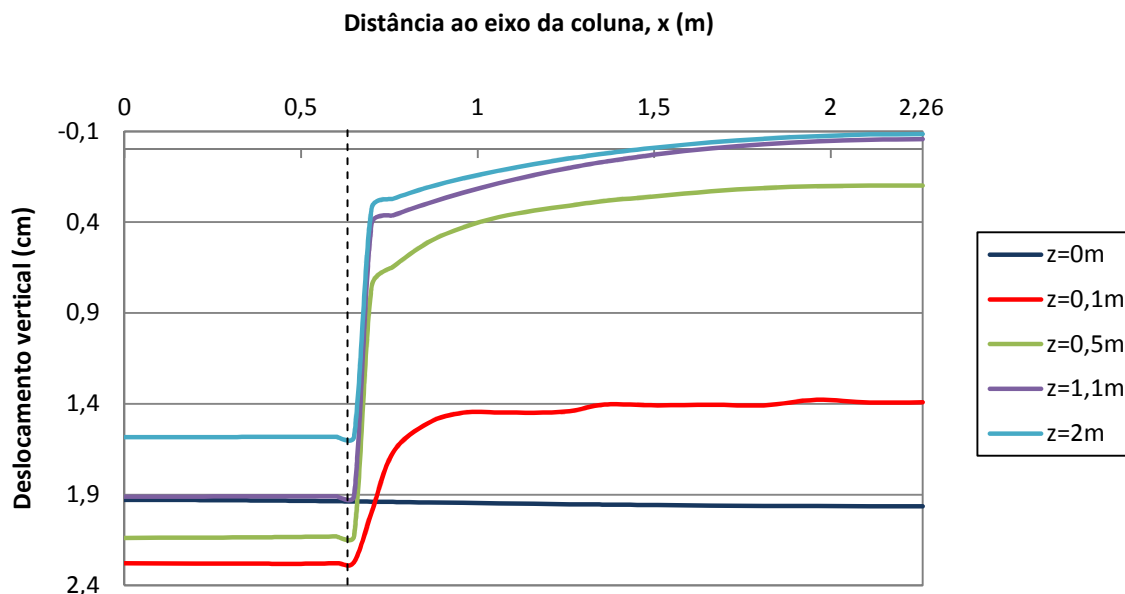


Fig. 4.13 – Deslocamentos verticais no final da construção (7 semanas) para diferentes profundidades

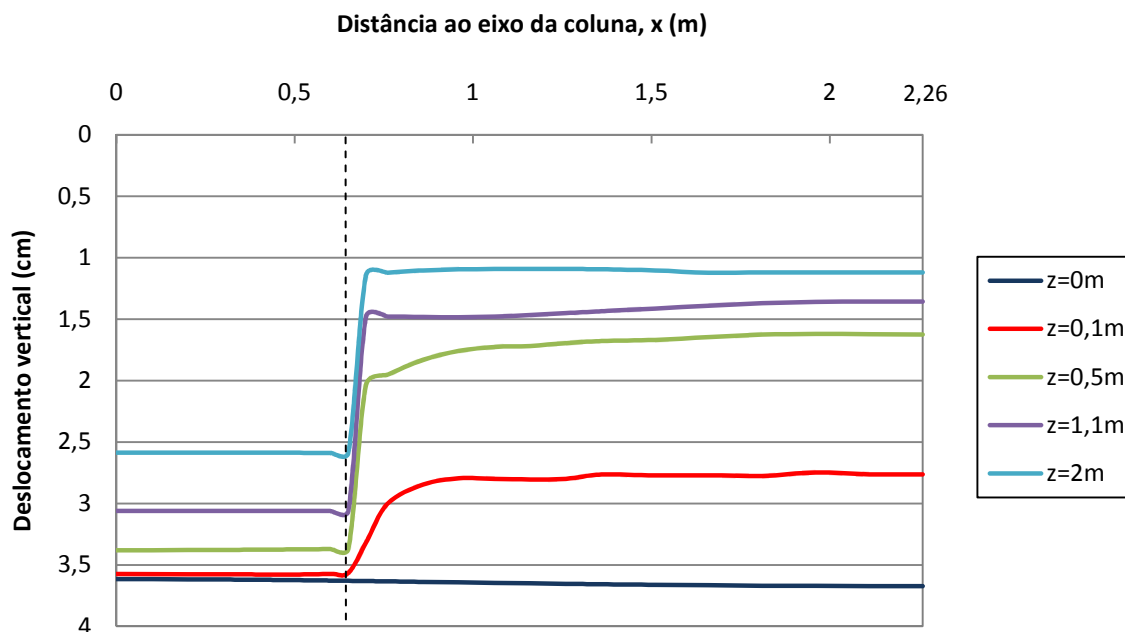


Fig. 4.14 – Deslocamentos verticais no final da consolidação (440 semanas) para diferentes profundidades

No final da construção, na periferia da célula unitária, para a profundidade $z=0\text{m}$ regista-se o maior assentamento com valor igual a 1.96 cm. O ponto com a mesma abcissa $x=2,26\text{m}$, à profundidade de 0,1 m, apresenta um deslocamento menor (1.39 cm). Este fenómeno traduz claramente o efeito da superfície de drenagem, pois a água ao estar em contacto com a fronteira drenante pode ser expulsa e logo, desenvolver-se mais rapidamente o processo da consolidação na zona mais superficial. A partir da profundidade $z=0,1\text{m}$ (inclusive) observa-se uma alteração no comportamento do sistema estrutural em termos de assentamentos, passando a coluna a deslocar-se mais do que o solo mole. Este facto é

explicado por duas razões. A primeira deve-se ao próprio funcionamento do sistema estrutural, em que, como se verá mais à frente, grande quantidade da carga é transmitida pela PTC para a coluna; e a segunda deve-se a que, a partir desta profundidade, o solo se comporta como praticamente incompressível, por ainda não se terem dissipado os excessos de pressão neutra.

No final da consolidação, presencia-se a ocorrência do mesmo comportamento, em termos de assentamentos do sistema estrutural, registando-se apenas, à medida que a consolidação se processa, uma atenuação na diferença de assentamentos entre a coluna e o solo mole; este efeito deve-se à dissipação dos excessos de pressão neutra.

A Fig. 4.15 ilustra a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ($z = -3,4\text{m}$) ao longo de todo o processo, sobre o eixo da coluna ($x=0\text{m}$) e na periferia da célula unitária ($x=2,26\text{m}$), bem como do assentamento diferencial entre eles.

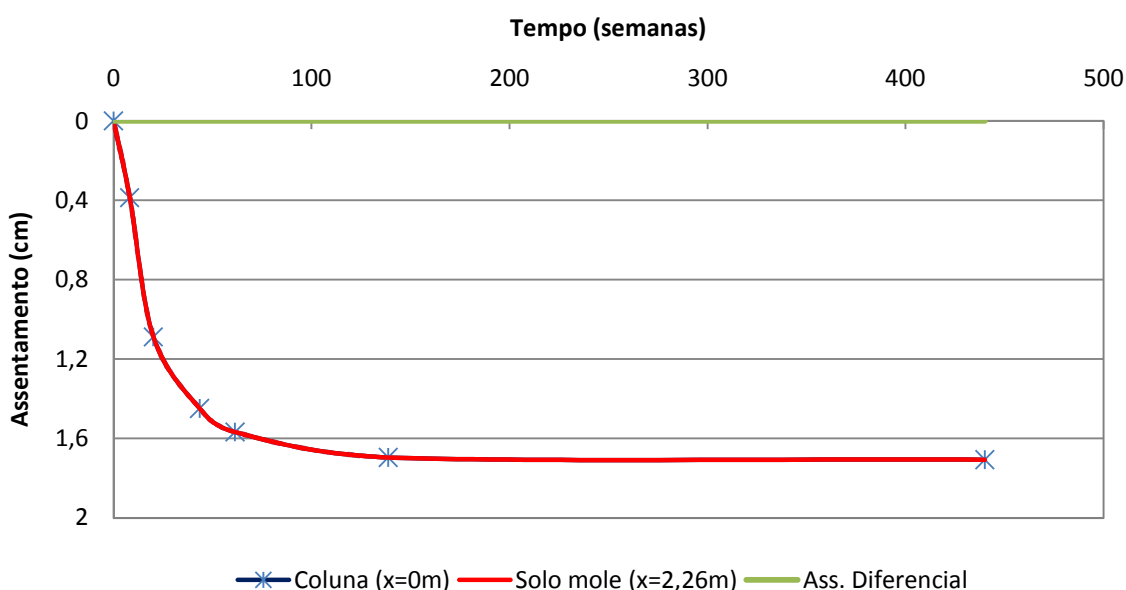


Fig. 4.15 – Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z = -3,4\text{m}$) para os alinhamentos $x=0\text{m}$ e $x=2,26\text{m}$, e o assentamento diferencial entre eles

Uma análise da figura sugere os seguintes comentários:

- à superfície do aterro regista-se o assentamento máximo de 1.71 cm ao fim aproximadamente das 200 semanas (3,8 anos);
- existe igualdade de assentamentos nas zonas sobre a coluna e sobre o solo mole, isto é, o assentamento diferencial à superfície do aterro é nulo.

Estes resultados vêm corroborar uma vez mais a ideia atrás mencionada de que o sistema estrutural sofre assentamento “em bloco”. O facto de o valor do assentamento diferencial ser nulo é muito importante para a análise dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro.

4.3.3.3. Tensões

Os excessos de pressão neutra, em consequência das circunstâncias em que é efectuado o carregamento, isto é, em condições praticamente não drenadas, aumentam durante a fase construtiva atingindo o valor máximo no final da construção do aterro. A Fig. 4.16 traduz a evolução dos excessos de pressão neutra durante a fase construtiva.

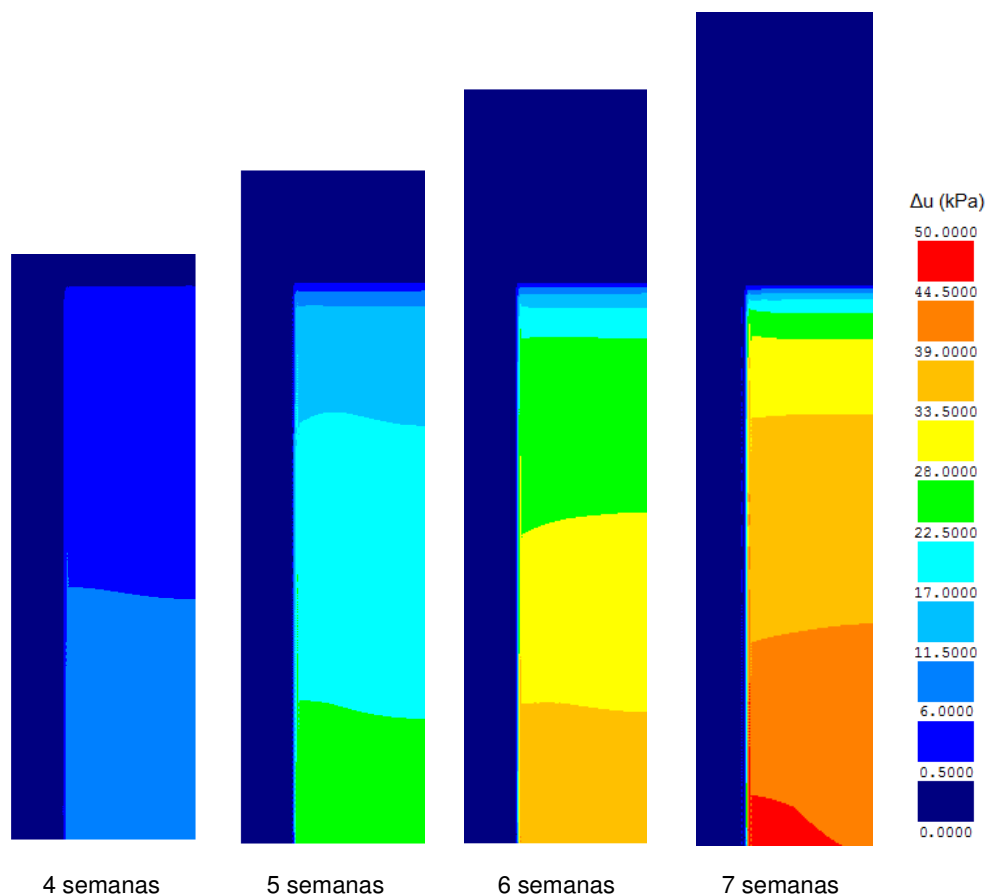


Fig. 4.16 – Excessos de pressão neutra na fase construtiva

Verifica-se um crescimento muito significativo dos excessos de pressão neutra à medida que se executa a construção do aterro. No final da construção (7 semanas) o excesso de pressão neutra tem um valor máximo de 48.6 kPa, o que corresponde a aproximadamente 70% da carga total (laje de betão armado e aterro) de 70 kPa. Esta diferença de 30% é fundamentalmente justificada pela transmissão de carga através da laje de betão armado para a coluna de jet-grouting durante a fase construtiva.

A visualização da Fig. 4.16 permite identificar a fronteira drenante na base da laje de betão armado. Nas proximidades da fronteira os excessos de pressão neutra dissipam-se mais rapidamente do que no solo mais distante. Assim sendo, é possível verificar que até aproximadamente 0,4 m sob a fronteira drenante o processo de consolidação se realiza mais rapidamente do que no solo subjacente.

Na Fig. 4.17 é exposta a evolução dos excessos de pressão neutra no período pós-construtivo até ao final da consolidação.

Após atingido o máximo valor dos excessos de pressão neutra no final da construção do aterro, estes vão-se dissipando ao longo do tempo até que, atingindo as 440 semanas (8,4 anos), não se registam, a partir desse instante, alterações no valor dos excessos de pressão neutra. De realçar que passadas 36,5 semanas após a conclusão do aterro já se dissipou 79.4% do excesso de pressão neutra máximo introduzido com a construção da laje de betão armado e do aterro.

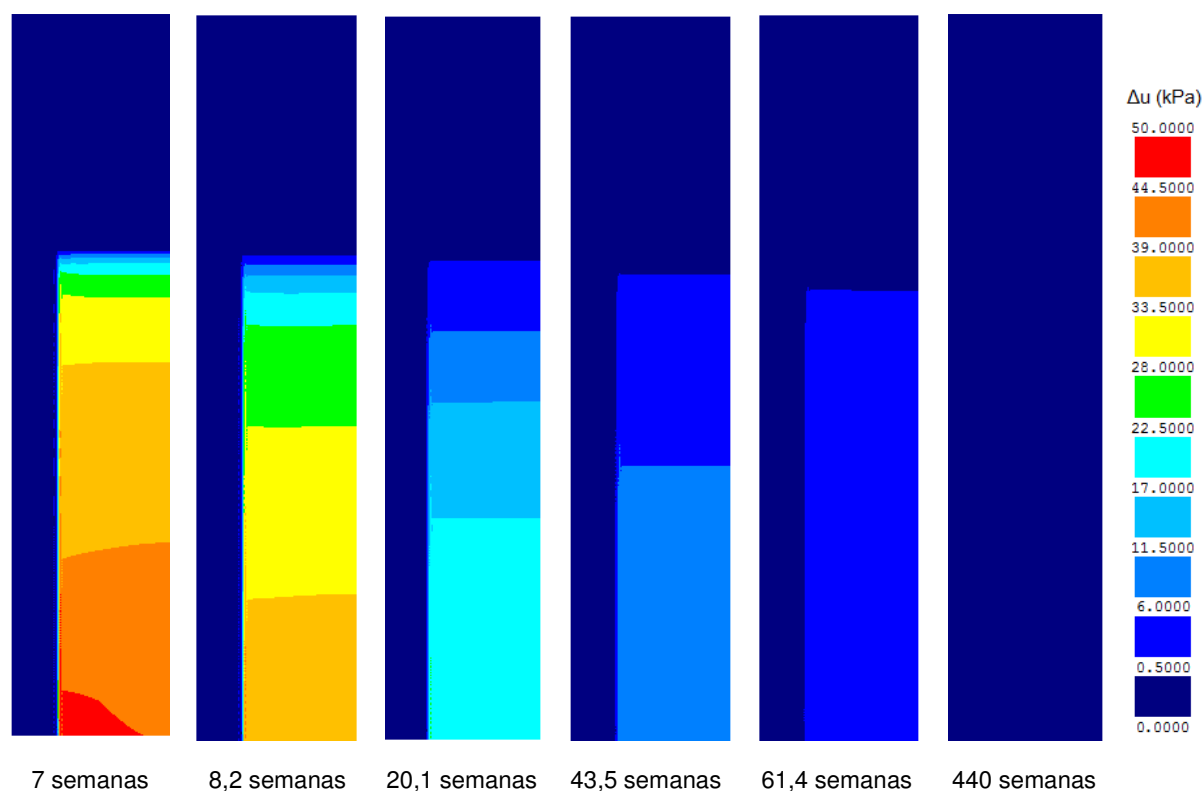


Fig. 4.17 – Excessos de pressão neutra na fase pós-constructiva

A dissipação dos excessos de pressão neutra é acompanhada pelo aumento das tensões efectivas verticais, principalmente na coluna de jet-grouting (Fig. 4.18). As tensões efectivas na coluna coincidem naturalmente com as tensões totais, uma vez que a água só circula no solo, sendo o jet-grouting simulado como “impermeável”.

Logo após o final da construção do aterro (7 semanas), verifica-se a existência de uma concentração de tensões na coluna em comparação com o solo mole, que aumenta com o decurso da consolidação. Nota-se ainda que o ponto de acréscimo de tensão vertical máximo na coluna se situa, em todas as fases, aproximadamente entre 0,5 e 3 m de profundidade. Como à frente se verá, este facto está relacionado com as tensões tangenciais na interface coluna/solo mole: o solo mole exerce sobre a coluna tensões tangenciais dirigidas para baixo até uma certa profundidade, invertendo o seu sentido para profundidades superiores – o que justifica o facto referido.

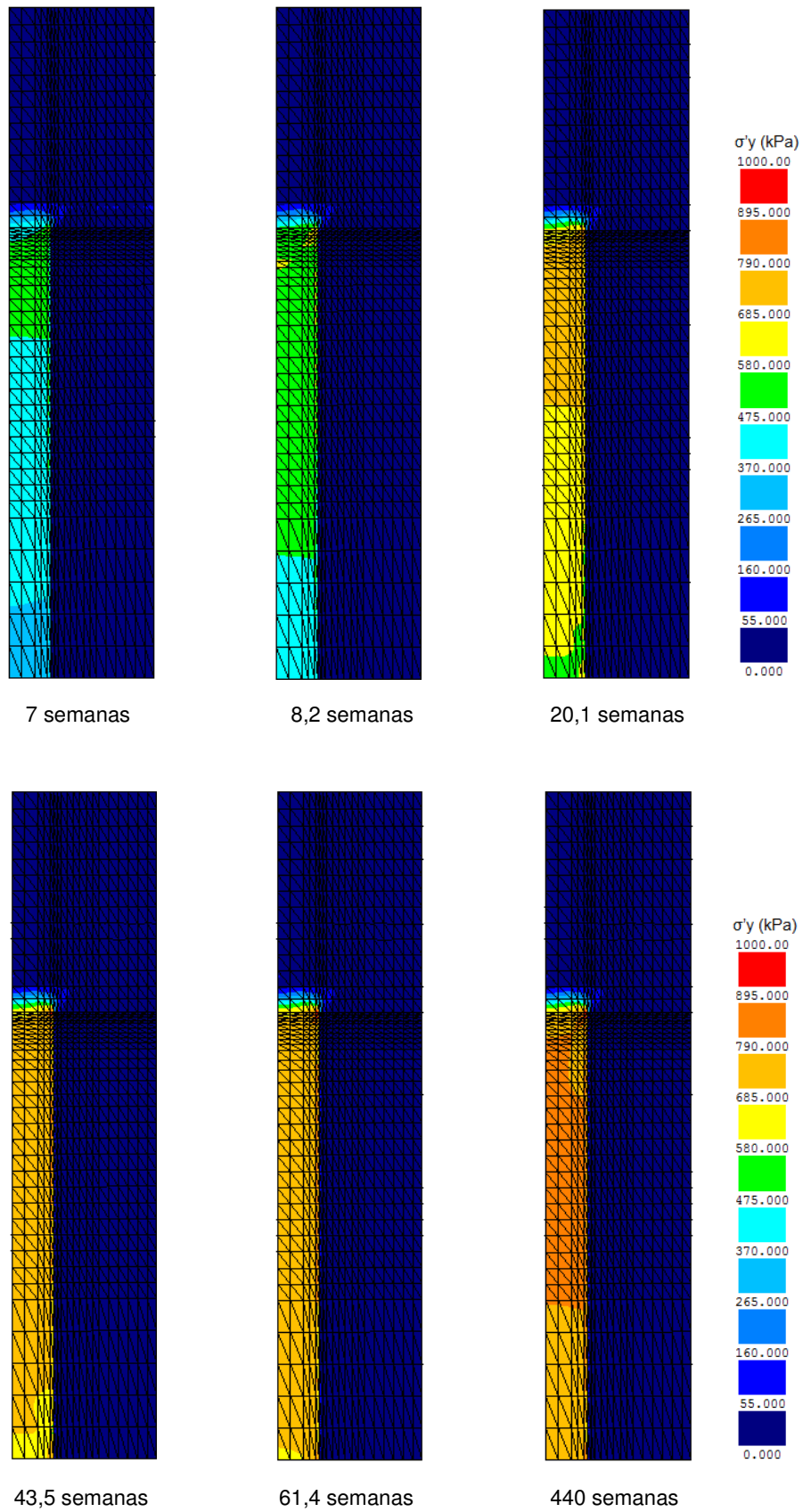


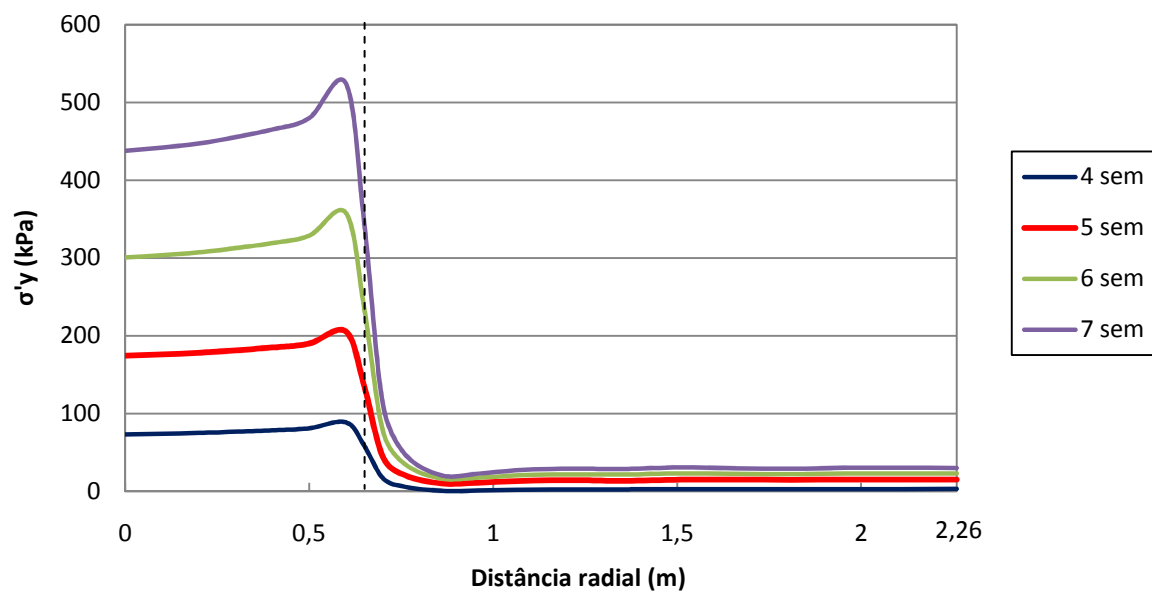
Fig. 4.18 – Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , ao longo da fase pós-construtiva

Nas Fig.s 4.19, 4.20, 4.21 e 4.22 são apresentados os incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância radial, para as profundidades $z=0\text{m}$, $z=0,5\text{m}$, $z=1,1\text{m}$ e $z=3\text{m}$, respectivamente. Estas variações são analisadas para diferentes instantes tanto da fase construtiva, como da fase pós-construtiva.

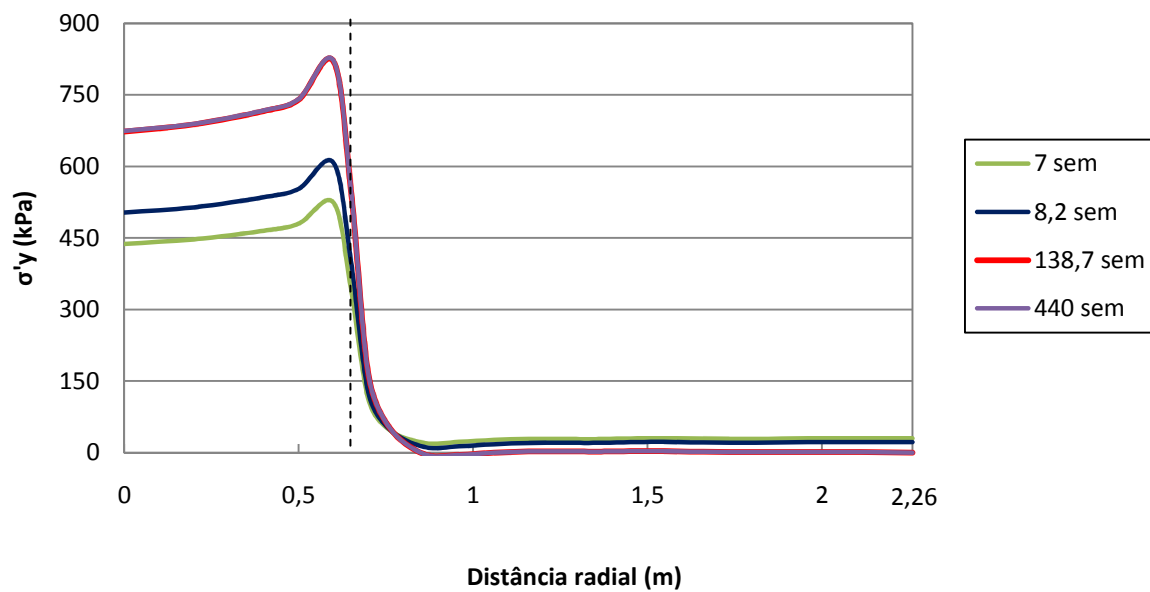
Os incrementos de tensão efectiva vertical são muito elevados na coluna de jet-grouting e apresentam valores bastante inferiores na argila, o que vai de encontro ao que se pretende com a introdução desta técnica de reforço de solos moles, isto é, aliviar o solo das tensões introduzidas pelo aterro.

Observa-se que os incrementos de tensão efectiva vertical na coluna são praticamente uniformes, com excepção da profundidade relativa à base da PTC ($z=0\text{m}$), em que a tensão vertical é ligeiramente superior na extremidade da coluna em comparação com o centro. Este efeito é mais notório a partir da 7ª semana, quando a construção do aterro está concluída, e que é explicado por uma concentração de carga que é transmitida da laje de betão armado para a coluna nesta zona (visível, mais à frente, nas cruzetas das tensões principais efectivas).

Os incrementos de tensão efectiva vertical na argila mantêm-se muito baixos (quando comparados com os incrementos na coluna) e uniformes ao longo de toda a distância radial, excepto nas proximidades da base da laje de betão armado em que se constata um acréscimo da tensão na argila na zona próxima da coluna, em consequência de um efeito de concentração de tensões nessa zona.

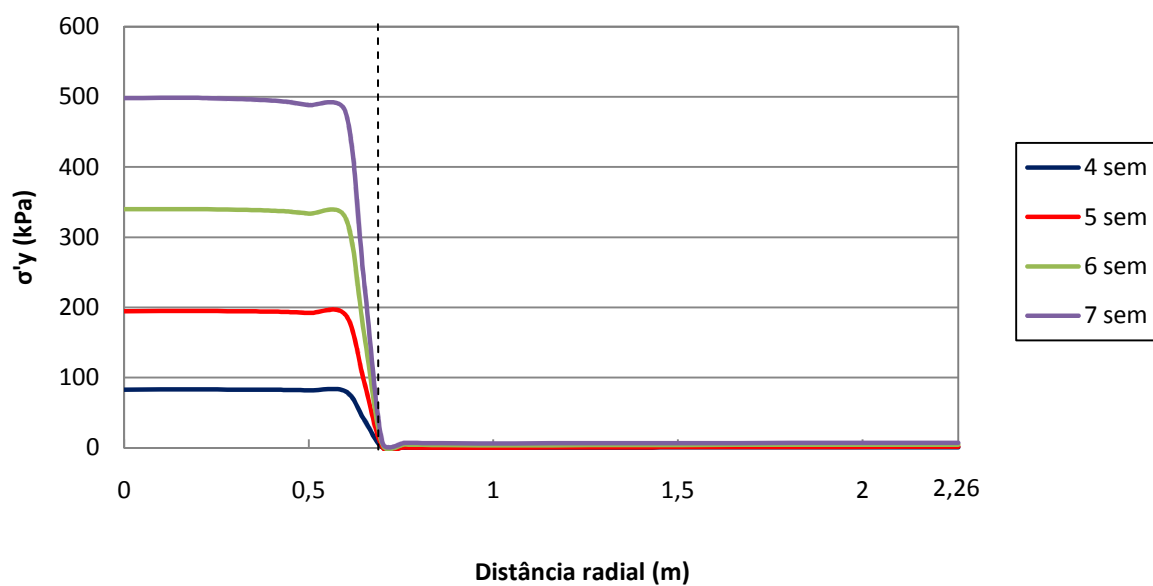


a)

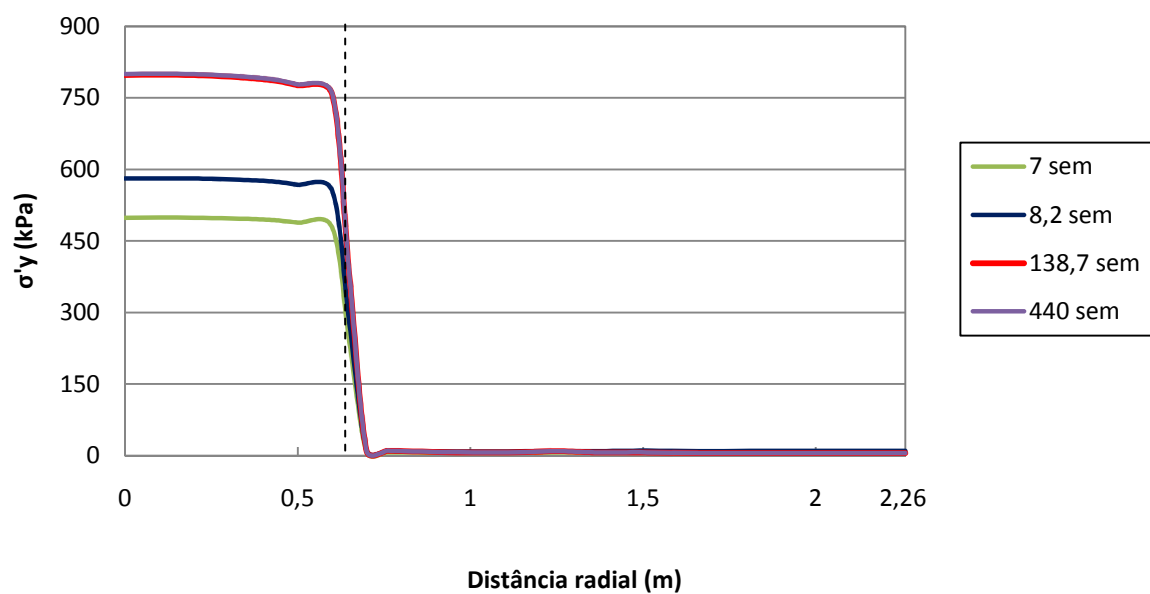


b)

Fig. 4.19 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base da PTC em betão armado ($z=0$ m), durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

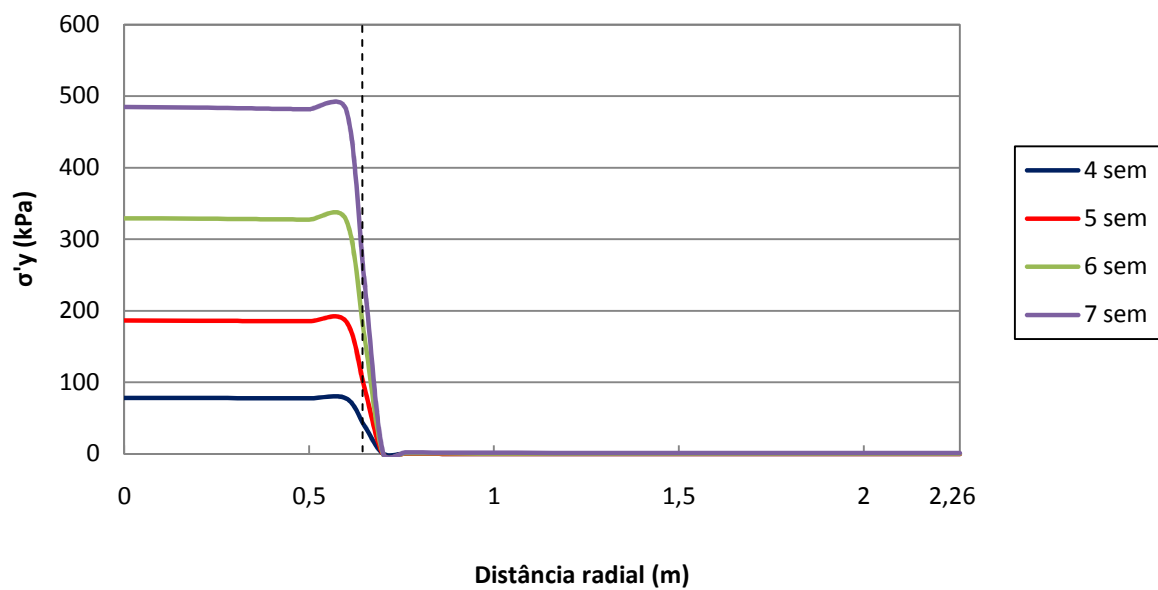


a)

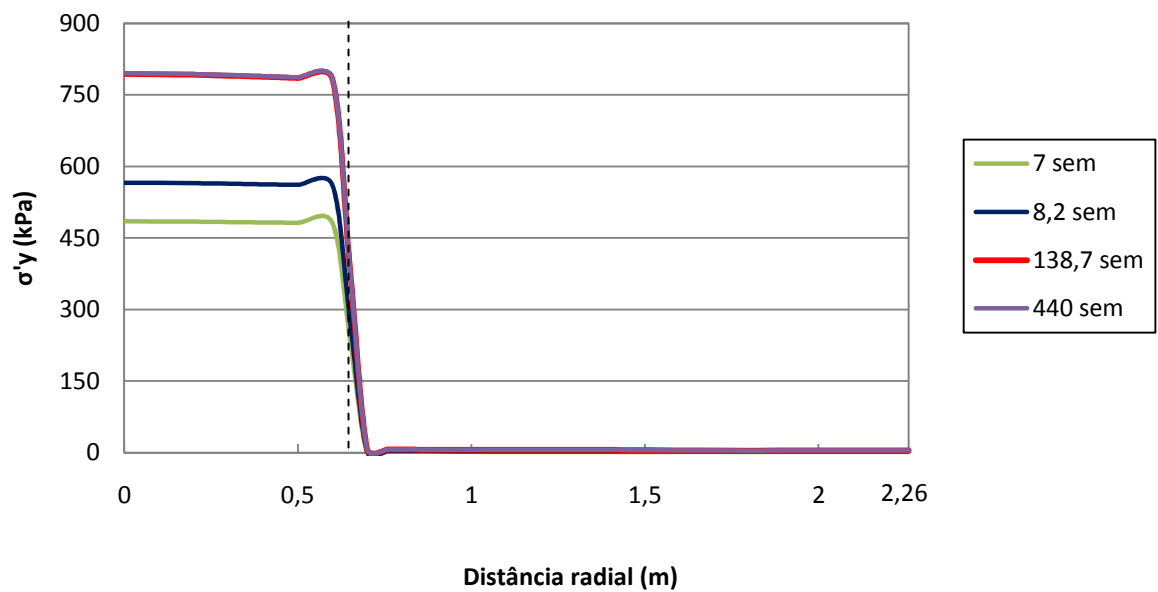


b)

Fig. 4.20 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=0,5\text{m}$, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

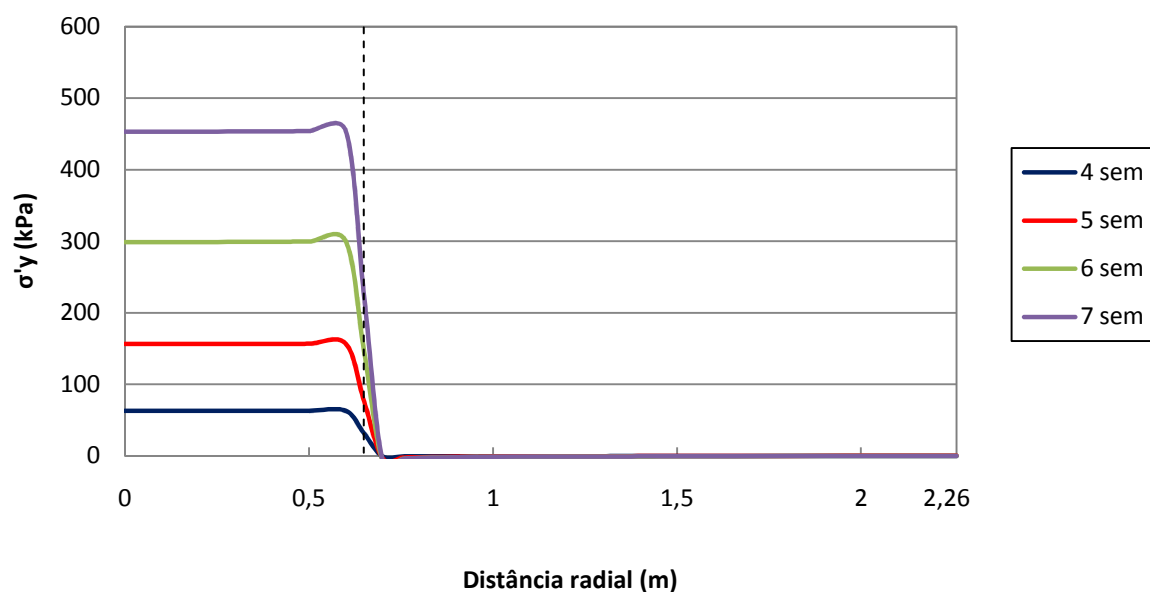


a)

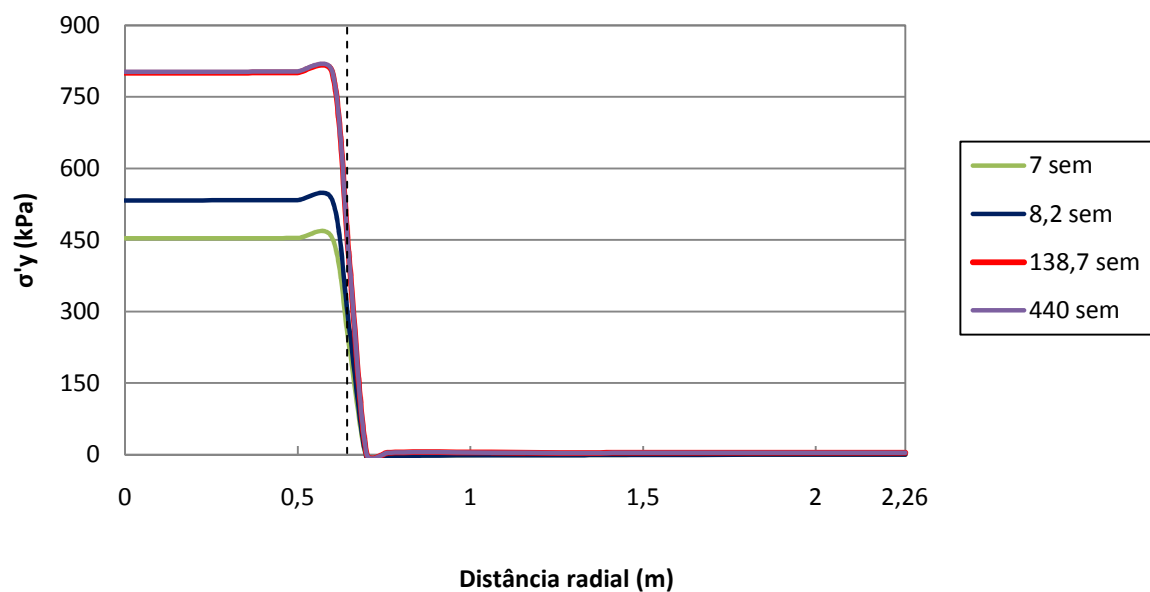


b)

Fig. 4.21 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=1,1\text{m}$, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva



a)



b)

Fig. 4.22 – Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=3\text{m}$, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

A Fig. 4.23 ilustra a evolução da tensão tangencial, τ , para a interface coluna/solo mole ($x=0,65\text{m}$). O sinal de τ é positivo quando o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo para a situação oposta.

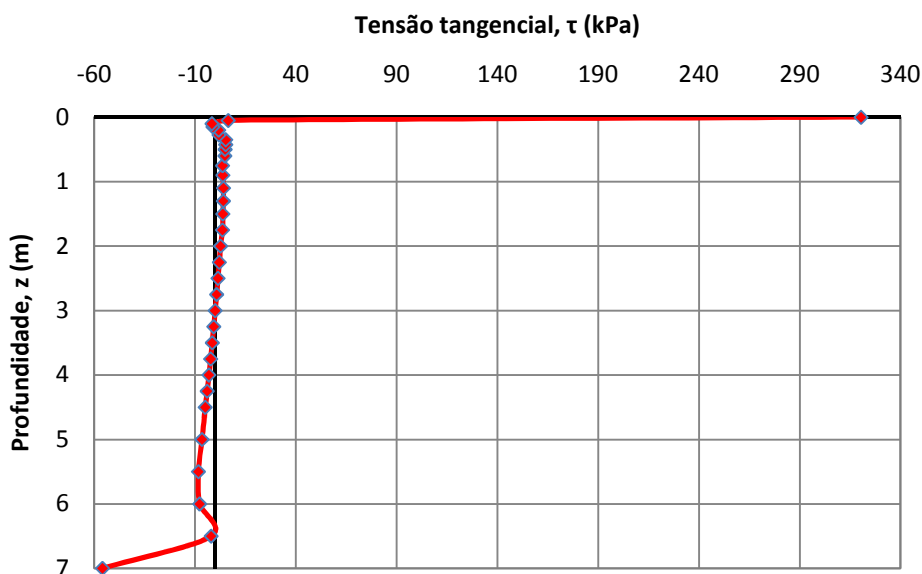


Fig. 4.23 – Evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna/solo mole ($x=0,65\text{m}$), no final da consolidação

A observação da figura sugere os seguintes comentários:

- a tensão tangencial toma um valor muito elevado junto à base da laje de betão armado ($z=0\text{m}$); este valor é explicado pela ligação da laje à coluna; o solo sob a laje tende a assentar mais do que a coluna, introduzindo deste modo tensões de corte positivas que incrementam a carga suportada pela coluna (efeito de arco no solo mole);
- para profundidades superiores, este efeito vai-se diluindo, quase de forma linear, assumindo valores cada vez menos expressivos, até atingir a profundidade de 3 m; neste intervalo o solo tende a “apoiar-se” na coluna, reduzindo assim a tensão vertical instalada no solo mole e aumentando-a na coluna;
- para profundidades superiores a 3 m, verifica-se uma inversão do sentido da tensão tangencial, isto é, a coluna passa a exercer sobre o solo uma acção descendente.

O fenómeno de concentração de tensões verticais pode ser avaliado através do coeficiente de concentração de tensões. Este coeficiente é definido pela relação:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_{y(col)}}{\Delta\sigma'_{y(solo)}} \quad (4.3)$$

em que $\Delta\sigma'_{y(col)}$ e $\Delta\sigma'_{y(solo)}$ representam, respectivamente, os acréscimos médios de tensão vertical efectiva na coluna e no solo mole (estes valores médios são obtidos tendo em consideração a ponderação das respectivas áreas de influência – “coroas” circulares – na célula unitária).

Quanto maior é o coeficiente de concentração de tensões, maior é a tensão transferida para as colunas, e logo, mais quantidade de carga é “absorvida” pelo sistema de reforço. A Fig. 4.24 mostra a evolução em profundidade do coeficiente de concentração de tensões, no final da consolidação.

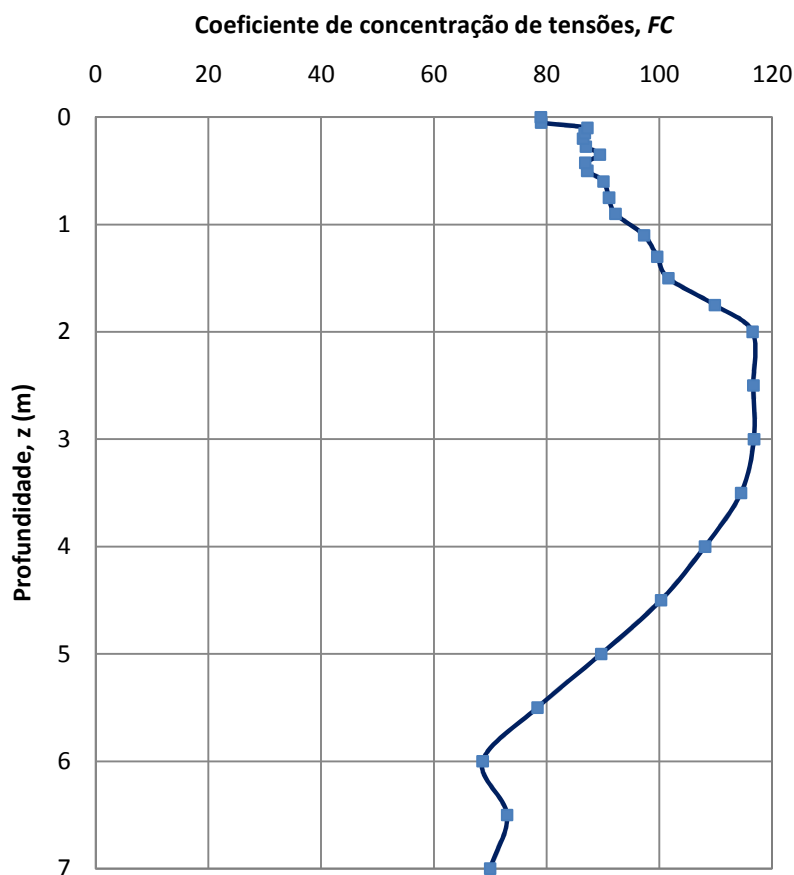


Fig. 4.24 – Evolução do coeficiente de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação

Pela análise da figura constata-se que FC exibe quatro comportamentos distintos em profundidade. Inicialmente parte de um valor de 79.0 à superfície e aumenta até atingir 116.5, à profundidade de 2 m; entre a profundidade de 2 e 3 m existe quase que uma constância no valor de FC traduzida no valor de 116.7; a partir da profundidade de 3 m, o valor de FC diminui de forma aproximadamente linear até atingir 68.7, à profundidade de 6m; finalmente, entre a profundidade de 6 e 7 m verifica-se que FC não varia significativamente, apresentando o valor máximo, nesta zona, à profundidade de 6,5 m.

Com o intuito de se perceber melhor a variação do FC em profundidade apresenta-se na Fig. 4.25 os diagramas dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo mole.

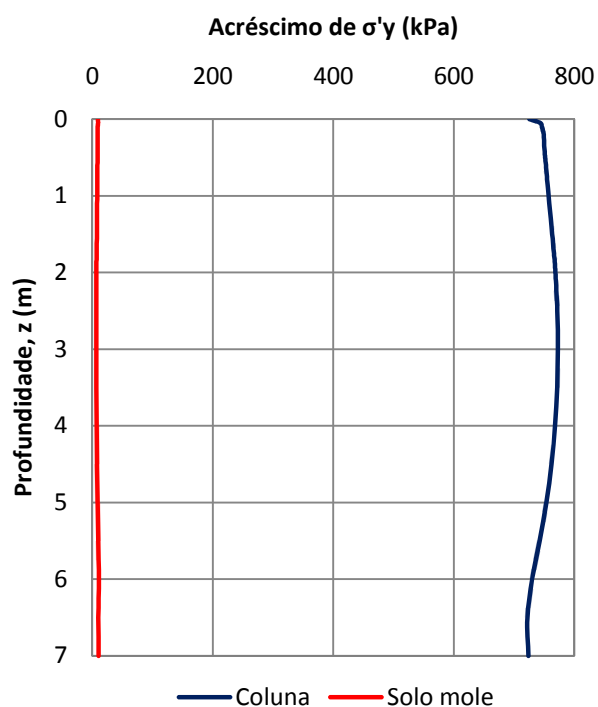


Fig. 4.25 – Evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo mole em profundidade, no final da consolidação

Por razões de escala e de interpretação, decidiu-se representar de forma individualizada o diagrama dos acréscimos de tensão efectiva vertical no solo mole (Fig. 4.26).

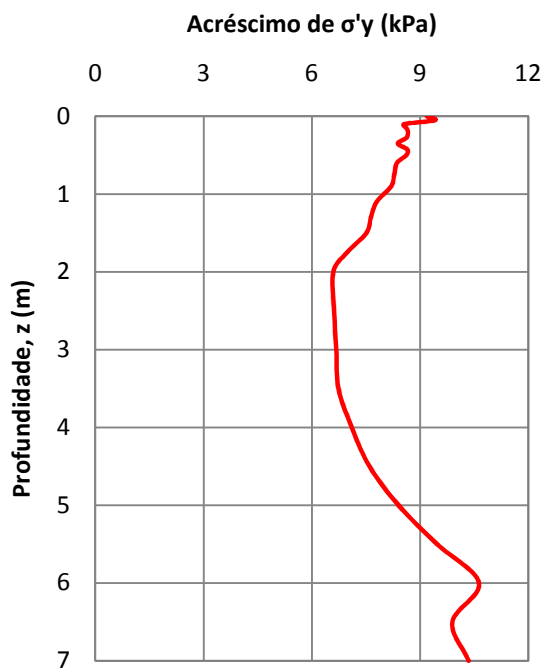


Fig. 4.26 – Evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical no solo mole em profundidade, no final da consolidação

As duas figuras anteriores permitem corroborar a análise efectuada acerca da Fig. 4.24, em que para a profundidade entre os 0 e 2 m se regista um aumento da tensão efectiva vertical na coluna, e correspondentemente, uma diminuição no solo mole, fruto das tensões de corte, por efeito de arco, na interface coluna/solo mole (dirigidas para baixo sobre a coluna e dirigidas para cima no solo). Esta diminuição de tensão efectiva vertical no solo mole, aliada aos baixos valores que apresenta e ao aumento na coluna, leva a que FC apresente valores elevados e crescentes neste intervalo de profundidade. Para o intervalo de profundidade compreendido entre os 3 e 6 m, passa-se simplesmente o inverso, isto é, existe uma diminuição da tensão efectiva vertical na coluna, acompanhada de um aumento da tensão no solo mole, processando-se um efeito de arco “oposto”, que resulta numa transferência de tensão da coluna para o solo mole.

A evolução de FC em profundidade é ilustrada na Fig. 4.27, para diferentes instantes após a construção: final da construção (7 semanas), 20,1 semanas, 43,5 semanas, 60,4 semanas e 440 semanas. Para as 7 semanas o coeficiente de concentração de tensões apresenta dois comportamentos distintos em profundidade: da superfície até à profundidade de 4,5 m, FC apresenta valores crescentes e muito elevados; de 4,5 a 7 m de profundidade verifica-se o oposto. Este comportamento vai de encontro aos resultados da Fig. 4.18, em que se regista apenas maior valor de σ'_y na parte superior da coluna de jet-grouting. É possível também concluir que na semana 43,5 o gráfico de FC apresenta uma configuração já muito próxima da configuração final, o que está de acordo com a Fig. 4.17, relativa aos excessos de pressão neutra para este mesmo período, sendo possível observar que apenas falta dissipar uma pequena parte dos excessos de pressão neutra, ou seja, que o processo de consolidação encontra-se em grande parte processado.

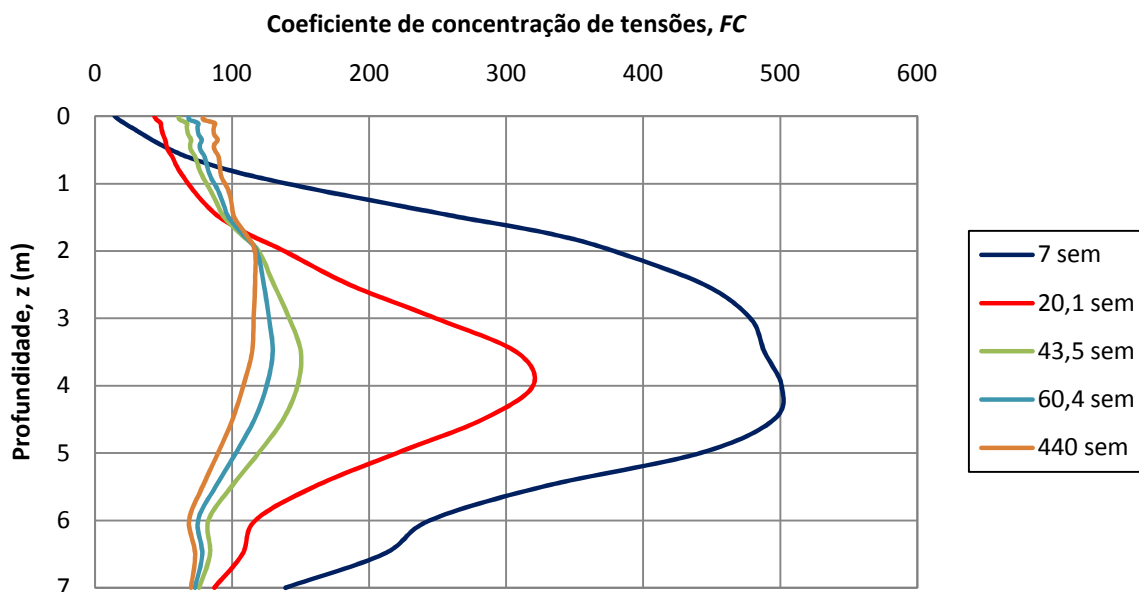


Fig. 4.27 – Evolução do coeficiente de concentração de tensões em profundidade, para o período pós-construtivo

Na Fig. 4.28 mostra-se a evolução de FC na base da PTC de betão armado ($z=0m$) ao longo da fase pós-construtiva. O coeficiente de concentração de tensões cresce à medida que decorre o processo de consolidação, em virtude do maior aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical na coluna de jet-grouting em comparação com os registados no solo mole. O valor de FC estabiliza no instante

correspondente às 138,7 semanas, no qual toma um valor muito próximo de 79, que apresenta no final da consolidação.

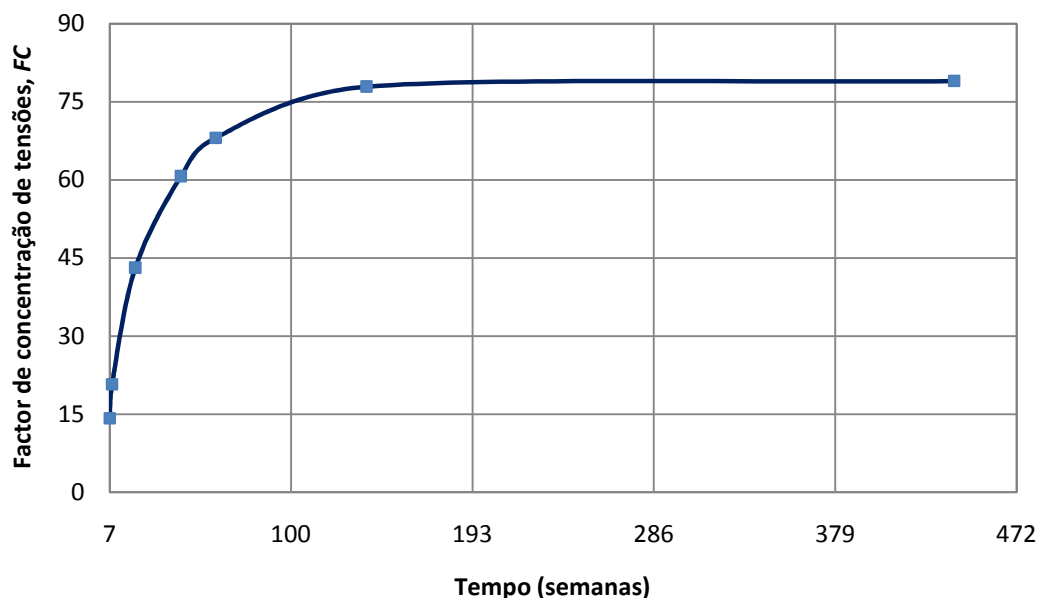


Fig. 4.28 – Evolução do coeficiente de concentração de tensões na base da PTC de betão armado ($z=0m$), no período pós-constructivo

As Figs 4.29 e 4.30 mostram mapas de colorações dos níveis de tensão durante as fases construtiva e pós-constructiva, respectivamente.

O conceito de nível de tensão, SL (*stress level*), permite quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico, sendo definido através da seguinte expressão:

$$SL = \frac{q}{M.p} \quad (4.4)$$

em que q é a tensão de desvio, p a tensão média efectiva e M o declive da linha dos estados críticos no referencial p - q .

Para solos normalmente consolidados, como no caso presente, este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo que 1 representa a rotura última ou estado crítico.

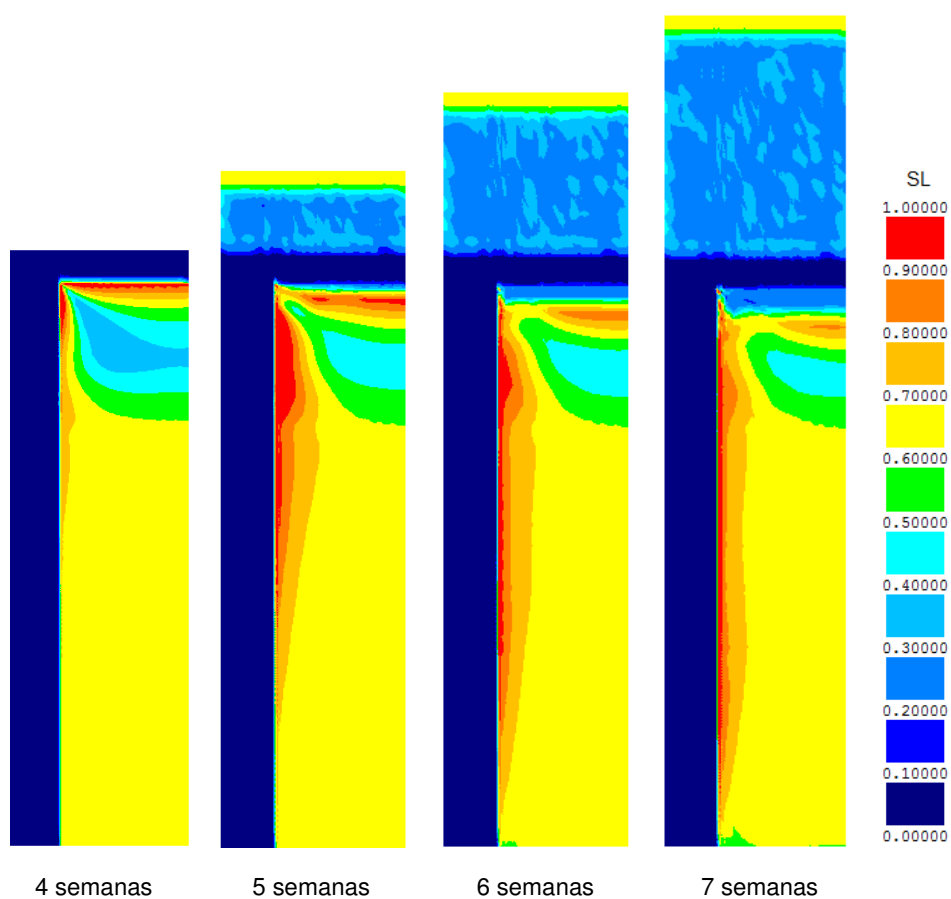


Fig. 4.29 – Níveis de tensão durante a fase construtiva

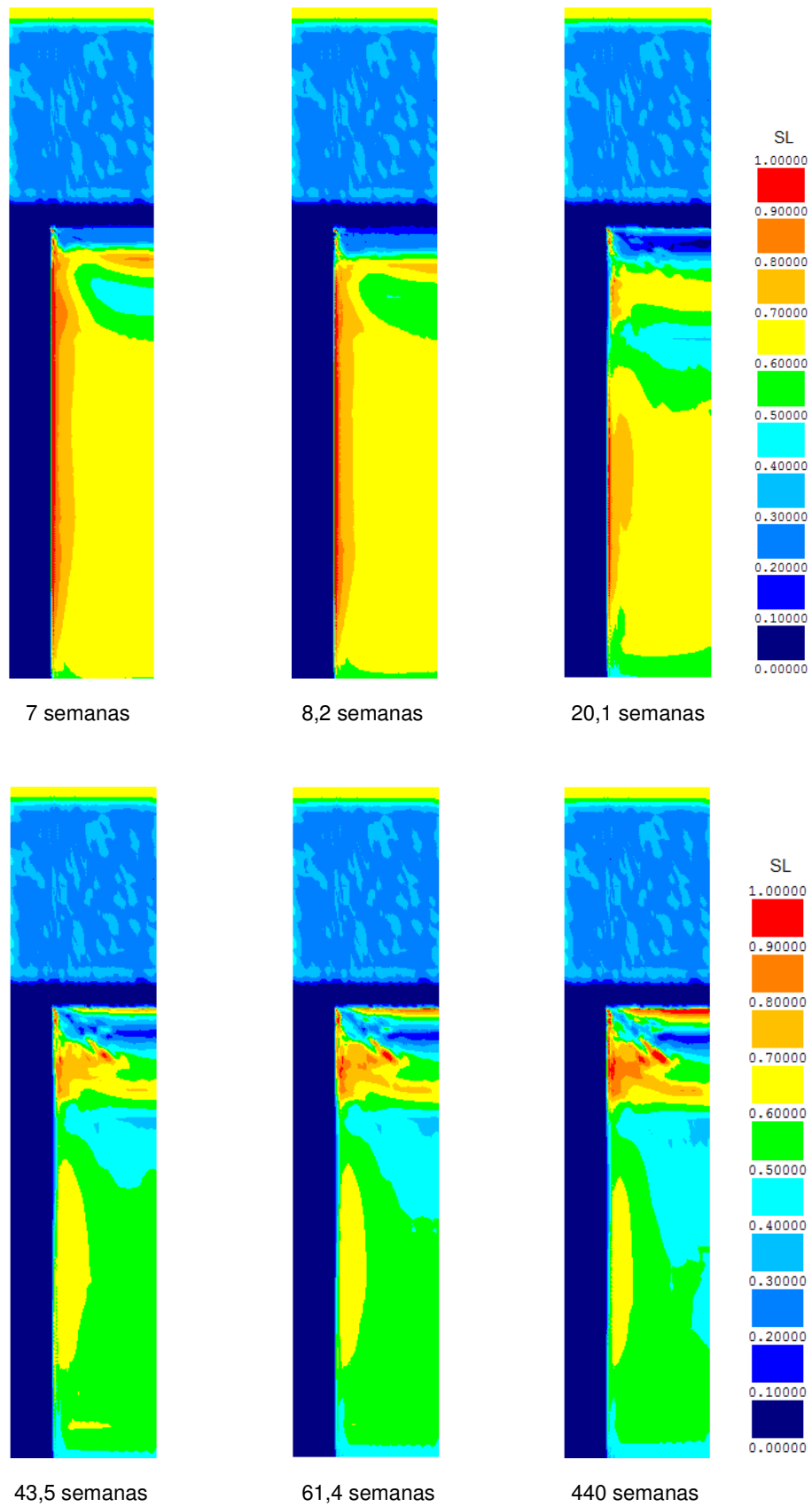


Fig. 4.30 – Níveis de tensão para a fase pós-construtiva

A análise das Fig.s 4.29 e 4.30 permite destacar os seguintes aspectos:

- identificam-se duas zonas do solo em estado crítico logo após a conclusão da laje de betão armado; este facto prende-se com o aumento da tensão de desvio associado a distorções nessas zonas;
- na semana 5, isto é, após a colocação de 0,5 m de aterro, verifica-se que o solo em estado crítico subjacente à laje de betão armado se encontra a uma cota inferior relativamente à posição inicial, aproximadamente a 0,1-0,2 m de profundidade; este rebaixamento deve-se à existência da fronteira drenante na base da PTC de betão armado que permite a dissipação dos excessos de pressão neutra do solo mais próximo da superfície (com aumento da tensão média efectiva, diminuindo o valor de SL); já na zona da interface coluna/solo mole, regista-se uma amplificação, em profundidade, do volume de solo em estado crítico; este facto é explicado pelo desenvolvimento de tensões de corte na interface coluna/solo (efeito de arco no solo mole), o que está de acordo com o referido relativamente aos resultados das tensões tangenciais para esta interface apresentados na Fig. 4.23;
- até ao final da fase construtiva (semana 7), acontecem no solo os mesmos fenómenos descritos no ponto anterior, em que a cota de rebaixamento passa aproximadamente para 0,4 m de profundidade e se regista na interface coluna/solo um aumento em profundidade do solo em estado crítico;
- no período pós-construtivo, ou seja, das 7 às 440 semanas, identifica-se a ocorrência de dois fenómenos no solo: para profundidades até 2 m constata-se um aumento do valor de SL, principalmente a partir da semana 43,5; este aumento é fruto do aumento da tensão de desvio, que por sua vez, pode ser justificado pelas tensões de corte registadas nesta zona; para profundidades superiores a 2 m regista-se uma maior dissipação dos excessos de pressão neutra (ver Fig. 4.17), provocando um aumento da tensão média efectiva e, correspondentemente, uma diminuição no valor de SL.

Nas Fig.s 4.31 e 4.32 mostram-se as evoluções dos níveis de tensão, em função da distância radial, para diversos instantes de tempo, na base da laje de betão armado ($z=0\text{m}$) e à profundidade de $z=2\text{m}$, respectivamente.

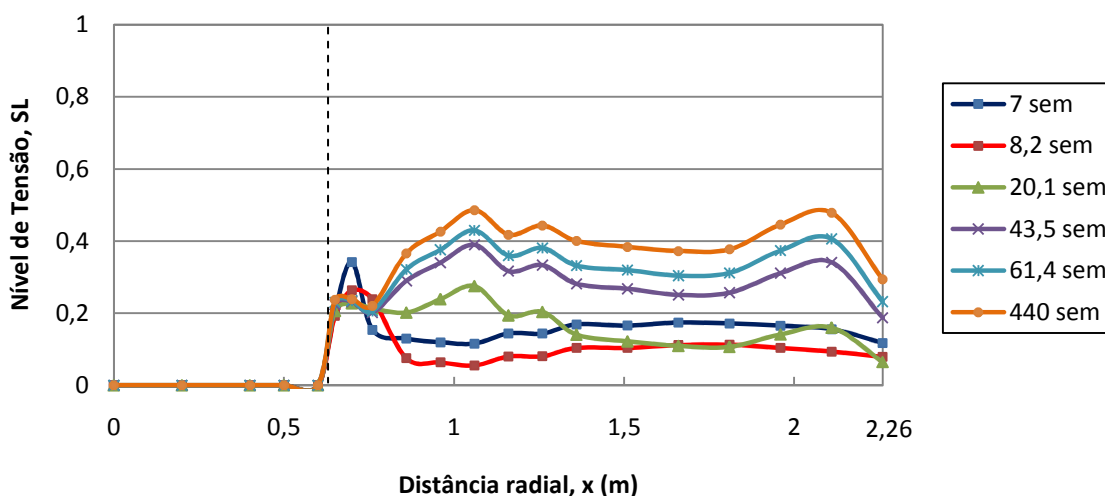


Fig. 4.31 – Níveis de tensão para diferentes instantes da fase pós-construtiva, em função da distância radial, à profundidade $z=0\text{m}$

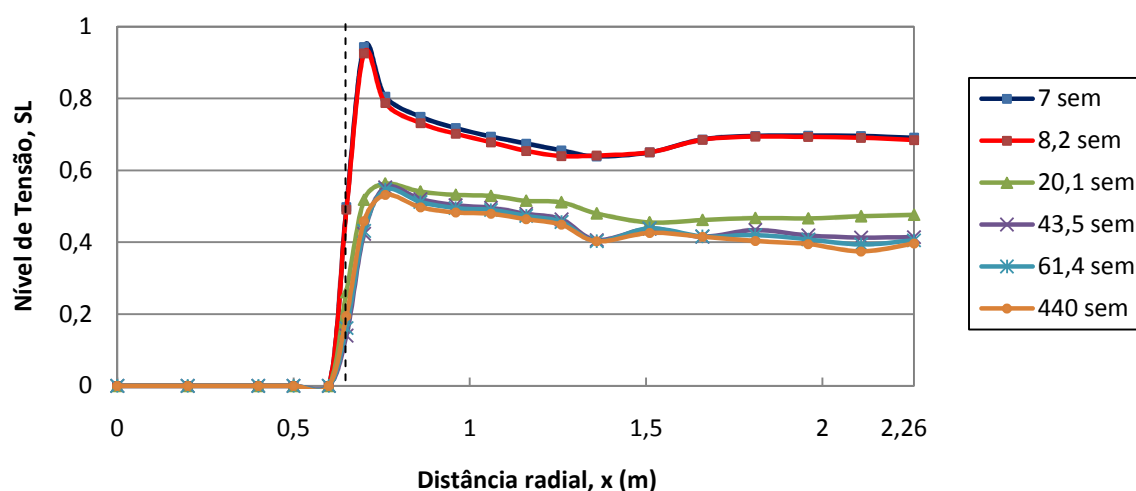


Fig. 4.32 – Níveis de tensão para diferentes instantes da fase pós-construtiva, em função da distância radial, à profundidade $z=2\text{m}$

Com o decurso do processo de consolidação, registam-se dois comportamentos distintos à profundidade $z=0\text{m}$. Inicialmente (das 7 à 8,2 semanas) os valores do nível de tensão diminuem (fruto do início da dissipação dos excessos de pressão neutra); após este instante, os níveis de tensão aumentam (Fig. 4.31).

Ao analisar-se a Fig. 4.32, para a profundidade de 2 m, constata-se que o solo se encontra perto do estado crítico apenas no início do processo de consolidação e junto da coluna de jet-grouting, o que é justificável pelas tensões de corte nas proximidades da interface coluna/solo ($x=0,65\text{-}0,75\text{m}$). Com o decurso da consolidação, os níveis de tensão diminuem, pelas razões já explicadas anteriormente.

Apresentam-se na Fig. 4.33 as cruzetas das tensões principais efectivas no final da construção (Fig. 4.33a) e no final da consolidação (Fig. 4.33b). Constata-se uma grande concentração de tensão nas proximidades do ponto de encontro dos materiais da PTC em betão armado, da coluna de jet-grouting e do solo mole. Nesta zona processa-se em grande parte a transferência de carga da PTC para a coluna, o que está de acordo com a coloração dos acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , ilustrados na Fig. 4.18 para essa zona da malha.

Através das direcções das cruzetas de tensão, é perceptível na Fig. 4.33b, o sentido das tensões tangenciais nas proximidades da interface coluna/solo mole, no final da consolidação; nas camadas mais superficiais, o solo mole exerce sobre a coluna tensões tangenciais dirigidas para baixo, invertendo-se o sentido nas camadas mais profundas. Estas observações corroboram os resultados já apresentados anteriormente na Fig. 4.23.

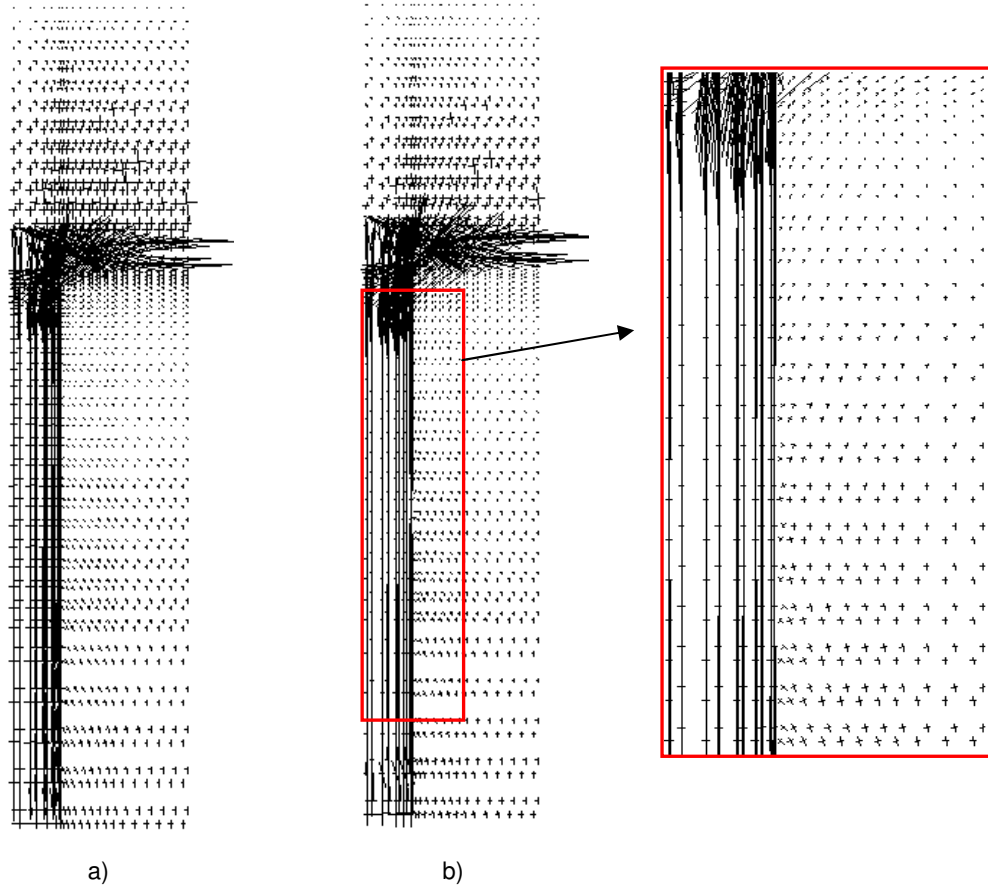


Fig. 4.33 – Cruzetas das tensões principais efectivas: a) no final da construção (7 semanas); b) no final da consolidação (440 semanas)

O coeficiente de efeito de arco é definido pela razão entre a tensão vertical na face superior da PTC de betão armado (na área, em planta, correspondente ao solo mole) e a tensão vertical devida à carga do aterro em cada instante:

$$\rho = \frac{q}{\gamma H} \quad (4.5)$$

Assim, este coeficiente é tanto maior (tendendo, no limite, para 1) quanto menor for o efeito de arco na massa de aterro.

Para determinar o valor de ρ , considerou-se q como a tensão média sobre a laje, na área em planta correspondente ao solo mole, ponderada pelas respectivas áreas de influência (“coroas” circulares) na célula unitária.

É ilustrada na Fig. 4.34 a evolução do coeficiente de efeito de arco desde o início da construção do aterro até ao final da consolidação (440 semanas).

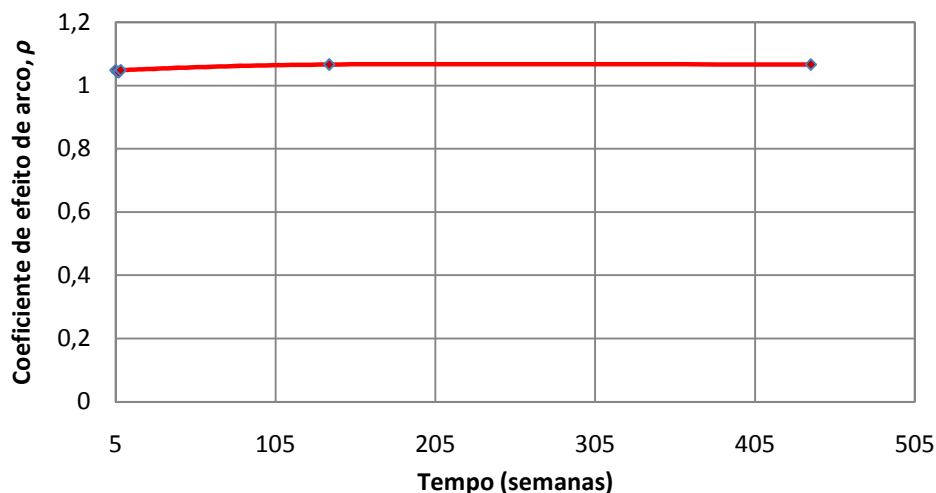


Fig. 4.34 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco

Pela observação da figura anterior é possível constatar que o coeficiente de efeito de arco, ρ , mantém-se constante, com valor de 1.06, desde o instante inicial da construção do aterro até ao final do processo de consolidação. Este valor vai de encontro à indicação teórica e bibliográfica, descrita no capítulo 2, de que não se desenvolve qualquer efeito de arco no aterro neste tipo plataforma de transferência de carga (Adbullah, 2006). O excesso de 6% no valor obtido para ρ , em relação ao valor teórico de 1, é explicado, no presente problema, pelas variações numéricas decorrentes da obtenção das tensões verticais nos nós da malha situados no plano da face superior da laje de betão armado; estas tensões são obtidas, por extrapolação, das tensões verticais nos pontos de Gauss dos elementos finitos correspondentes.

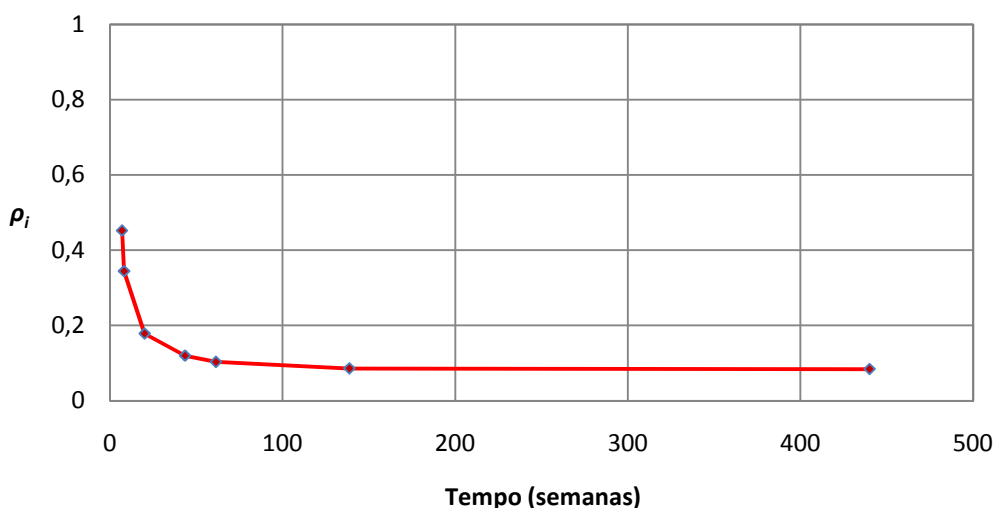
Para quantificar a percentagem de carga aplicada, pela laje de betão armado, na superfície do solo mole, considerou-se a seguinte expressão:

$$\rho_i = \frac{q_i}{q_t} \quad (4.6)$$

em que q_i representa a tensão média vertical aplicada na superfície do solo mole e q_t a tensão total vertical devida ao peso da laje de betão armado e do aterro sobrejacente (no caso presente, $q_t = 70$ kPa).

De referir que, porque a tensão q_i não é constante, considerou-se esta tensão, uma vez mais, como a média ponderada pelas respectivas áreas de influência (“coroas” circulares) na célula unitária. O valor de ρ_i corresponde pois à percentagem de carga que está instalada sobre o solo mole e que não é transmitida, pela PTC de betão armado, para o topo das colunas.

Admitindo assim os pressupostos atrás referidos, é apresentada na Fig. 4.35 a evolução de ρ_i na fase pós-construtiva (das 7 às 440 semanas).


 Fig. 4.35 – Evolução de ρ_i durante a fase pós-constructiva

No final da construção do aterro (7 semanas) ρ_i tem o valor de 0.45, o que significa que 45% da carga é transmitida para o solo mole, registando-se que ao longo do processo de consolidação este valor tende para 8%.

A diminuição de ρ_i no decurso da consolidação é explicada pelo seguinte fenómeno: à medida que, por dissipação dos excessos de pressão neutra, o solo mole assenta, a laje de betão armado tende a “perder” o apoio do solo mole na sua face inferior, passando a transmitir maior percentagem de carga para as colunas de jet-grouting (que funcionam, em termos comparativos, como os apoios “rígidos” da laje). É de salientar ainda o valor bastante baixo de ρ_i no final da consolidação, igual a 0.08; este valor é bastante elucidativo da eficácia do sistema de reforço utilizado (colunas de jet-grouting e PTC em betão armado).

Apresentam-se nas Fig.s 4.36 e 4.37 os resultados das tensões horizontais e momentos flectores na laje de betão armado no final da consolidação. O momento flector máximo negativo tem valor de -88.3 kN.m/m e coincide com o alinhamento do eixo da coluna de jet-grouting ($x=0m$). O diagrama de momentos apresenta uma variação bastante regular, com valores aproximados aos que se obteriam se se tivesse considerado o sistema estrutural como uma laje duplamente encastrada nos apoios (colunas), em que $M^- = \frac{p \times l^2}{12}$ e $M^+ = \frac{p \times l^2}{24}$ (neste problema, $p = 60kPa$ e $l = 4m$, e logo, $M^- = -80kN.m/m$ e $M^+ = 40kN.m/m$).

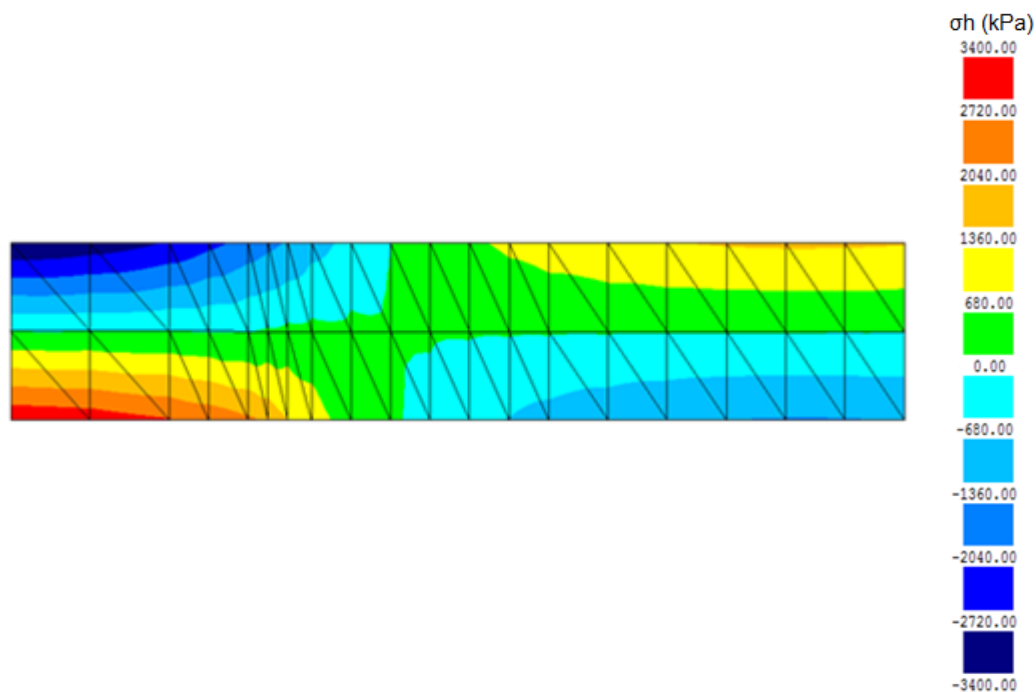


Fig. 4.36 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação

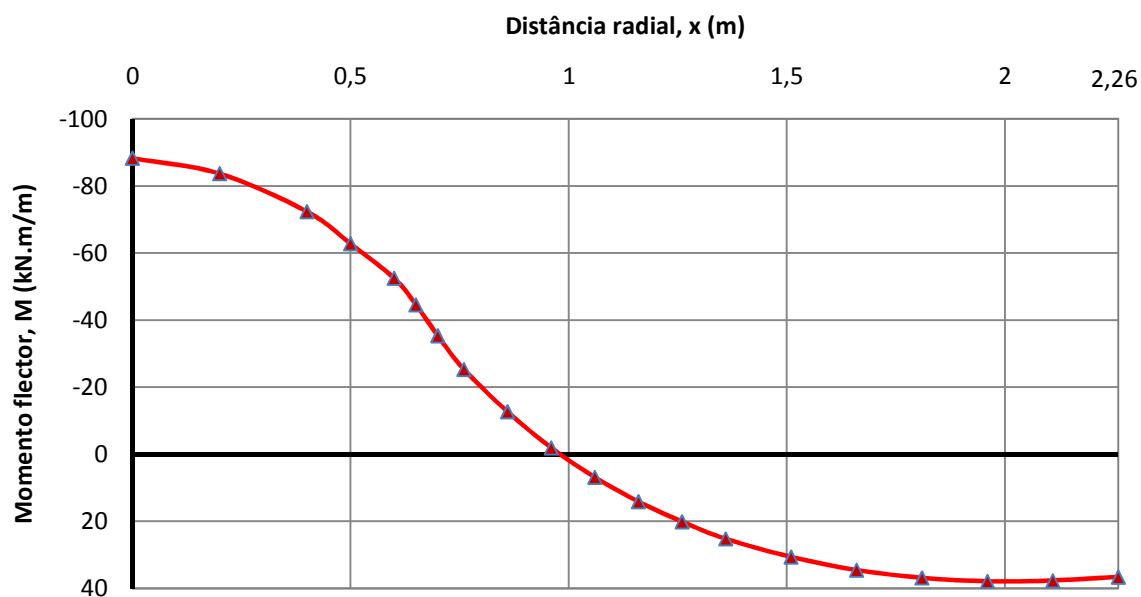


Fig. 4.37 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação

Para avaliar a eficácia do sistema de reforço composto pelas colunas de jet-grouting encabeçadas pela PTC em laje de betão armado neste problema base, foi adoptado um parâmetro (Marques, 2008) que avalia a percentagem de carga total que é transmitida para as colunas. Este parâmetro, que se designa por coeficiente de eficácia do sistema de reforço, é definido por:

$$f = \frac{Q_c}{Q_t} \quad (4.7)$$

em que Q_c representa a carga suportada por uma coluna e Q_t a carga total da laje de betão armado e do aterro na célula unitária.

O cálculo de Q_c é feito a partir da determinação do assentamento médio, ΔL , do topo da coluna. Este assentamento médio corresponde à média ponderada, pelas respectivas áreas de influência (“coroas” circulares) na célula unitária, dos assentamentos nos pontos nodais correspondentes. Dado o comportamento elástico que se admitiu para o material da coluna, e conhecido ΔL , obtém-se o valor de Q_c aplicando sucessivamente as seguintes expressões:

$$\varepsilon_m (coluna) = \frac{\Delta L}{L} \quad (4.8)$$

$$\sigma_{(coluna)} = E \cdot \varepsilon_m (coluna) \quad (4.9)$$

$$Q_c = \sigma_{(coluna)} \cdot A_{(coluna)} \quad (4.10)$$

em que $\varepsilon_m (coluna)$ é a extensão média, L o comprimento da coluna, $\sigma_{(coluna)}$ o acréscimo de tensão médio sobre a coluna, E o módulo de elasticidade da coluna e $A_{(coluna)}$ a área da coluna.

A carga total da laje e do aterro na célula unitária, Q_t , é dada por:

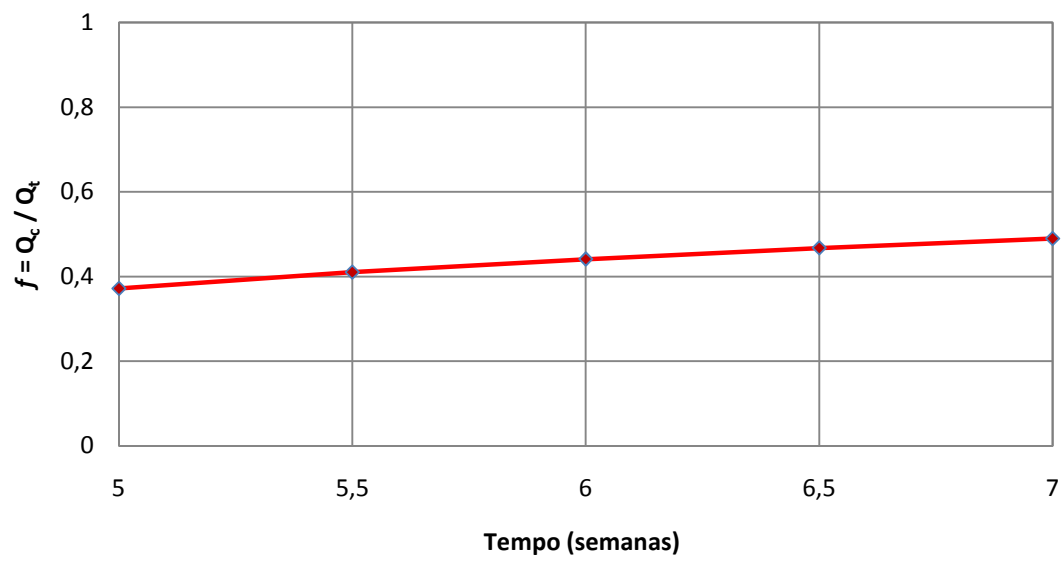
$$Q_t = (\gamma_{at} \cdot H_{at} + \gamma_b \cdot H_b) \cdot A_{(célula\ unitária)} \quad (4.11)$$

em que γ_{at} é o peso volúmico do material do aterro, H_{at} a altura do aterro, γ_b o peso volúmico do betão, H_b a altura da laje de betão armado e $A_{(célula\ unitária)}$ a área da célula unitária.

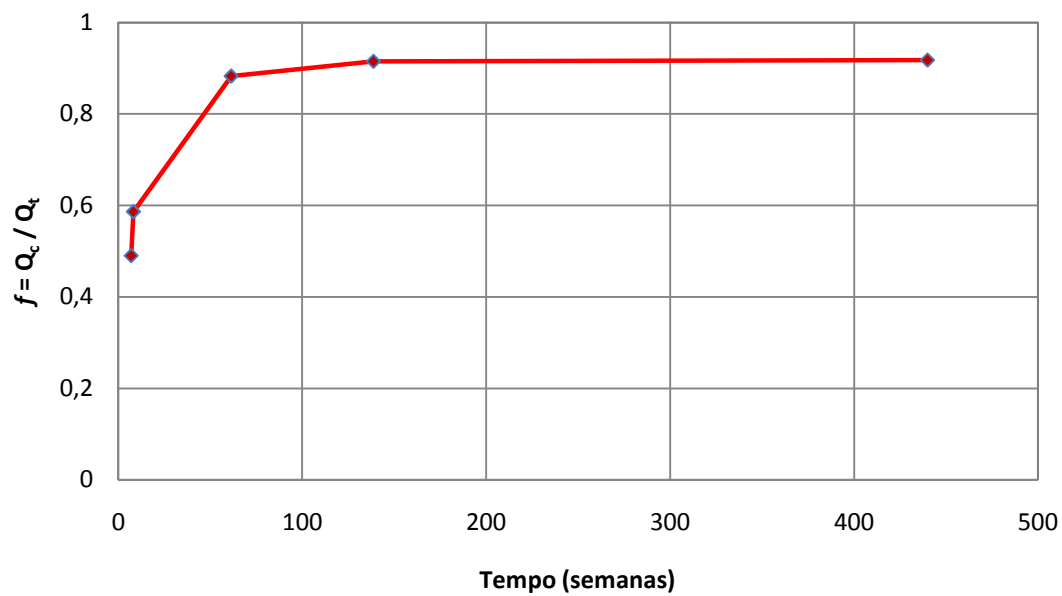
A evolução deste parâmetro durante e após a fase construtiva é apresentada na Fig. 4.38. Pela observação da figura é possível constatar que a percentagem de carga transmitida para as colunas apresenta um comportamento crescente quer no período construtivo quer no período pós-construtivo, sendo este mais significativo neste último período. Obtém-se para f no final da consolidação (440 semanas) um valor de 0.92, valor muito próximo do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total da laje e do aterro é suportada pelas colunas).

Note-se que no problema em estudo, o coeficiente f tem em conta, globalmente, os dois mecanismos de transferência de carga para a coluna que estão presentes neste tipo de problemas:

- transferência de carga da laje de betão armado para as colunas;
- por efeito de arco, abaixo da laje de betão armado, no solo mole (tensões tangenciais de atrito na superfície lateral da coluna).



a)



b)

Fig. 4.38 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) a fase construtiva;
b) a fase pós-construtiva

4.3.4. PTC EM LAJE DE EM BETÃO ARMADO VS. PTC GRANULAR NÃO REFORÇADA

4.3.4.1. Introdução

Depois de, na secção anterior, se ter analisado o comportamento de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas de jet-grouting e PTC em laje de betão armado, e se ter chegado a algumas conclusões acerca do comportamento mecânico e efeitos estruturais deste tipo de solução, pretende-se agora, analisar e comparar com a solução sem PTC em laje de betão armado (PTC granular não reforçada). Para tal, fez-se uma análise aos seguintes parâmetros:

- evolução no tempo dos acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y ;
- evolução no tempo dos níveis de tensão (SL);
- cruzetas das tensões principais efectivas;
- coeficiente de efeito de arco (ρ);
- coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

Por último, e aproveitando os resultados da solução PTC granular não reforçada fez-se um estudo em termos de redução dos assentamentos.

4.3.4.2. Mecanismo de transferência de carga na massa de aterro

Para estabelecer uma comparação compatível entre as duas soluções, considerou-se na situação de PTC granular não reforçada, a construção de um aterro com uma altura total de 3,4 m executado no mesmo ritmo do que a situação com PTC em laje de betão armado, ou seja, a fase construtiva é cumprida na mesma num período de 7 semanas. Assim, e depois de simular no programa de cálculo automático *RECRIB* as novas condições, obtiveram-se os seguintes resultados.

Para os acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , representados na Fig. 4.39, regista-se um aumento de valor principalmente na coluna de jet-grouting ao longo do tempo. Pela observação da figura constata-se também que no vértice da extremidade superior da coluna ($x=0,65m$) existe uma grande concentração de tensão. Recorde-se que este fenómeno não ocorria na parte do aterro na solução de PTC em laje de betão armado (ver Fig. 4.18), tendo-se verificado a não existência do mecanismo de transferência de carga por efeito de arco na massa de aterro (obteve-se ρ com valor igual a 1.06) (Fig. 4.34). O que está a acontecer neste caso (sem PTC em laje de betão armado) aponta para existência de transmissão de carga do aterro para a coluna por efeito de arco, o que será comprovado à frente na análise dos valores de ρ .

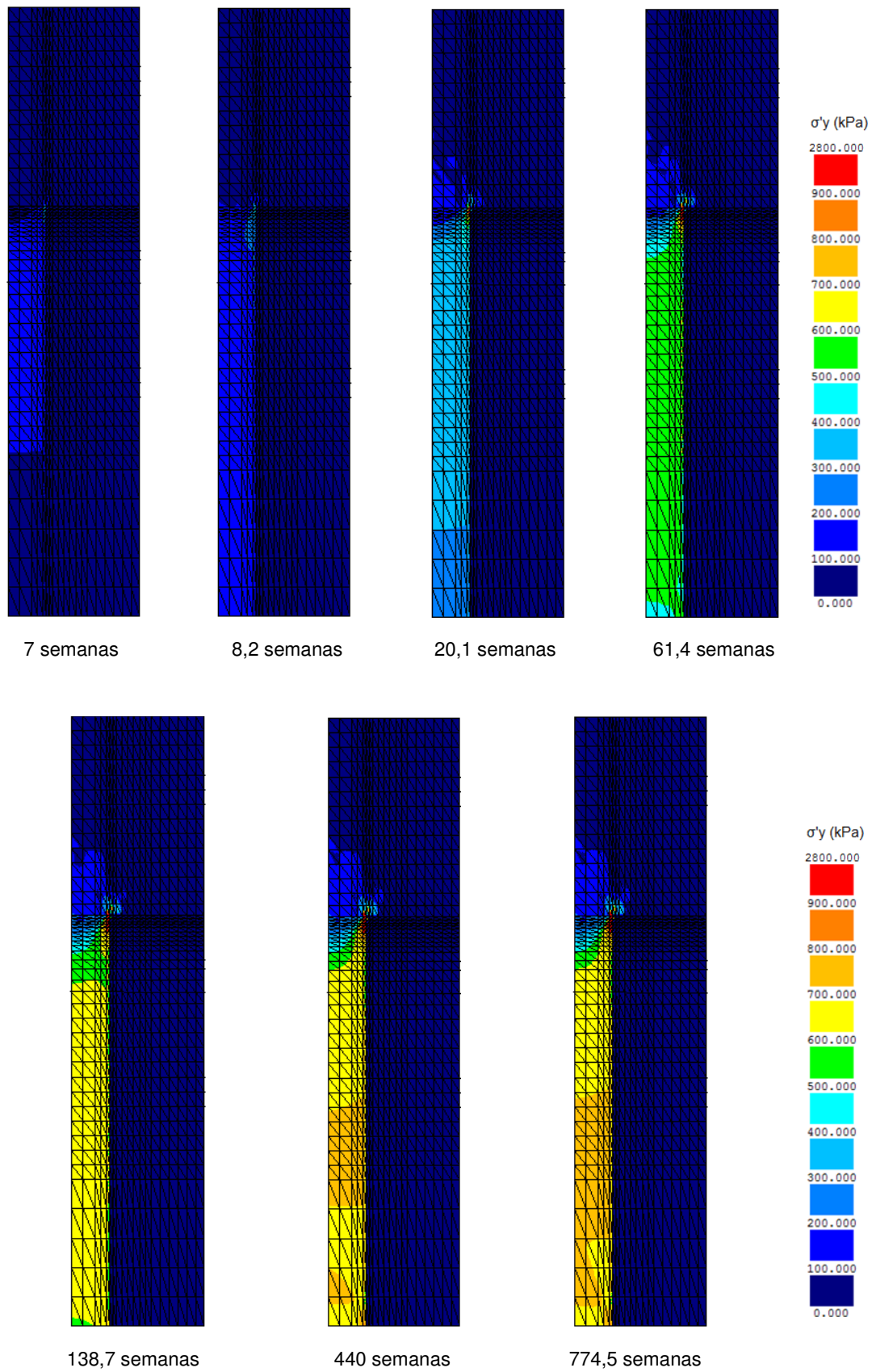
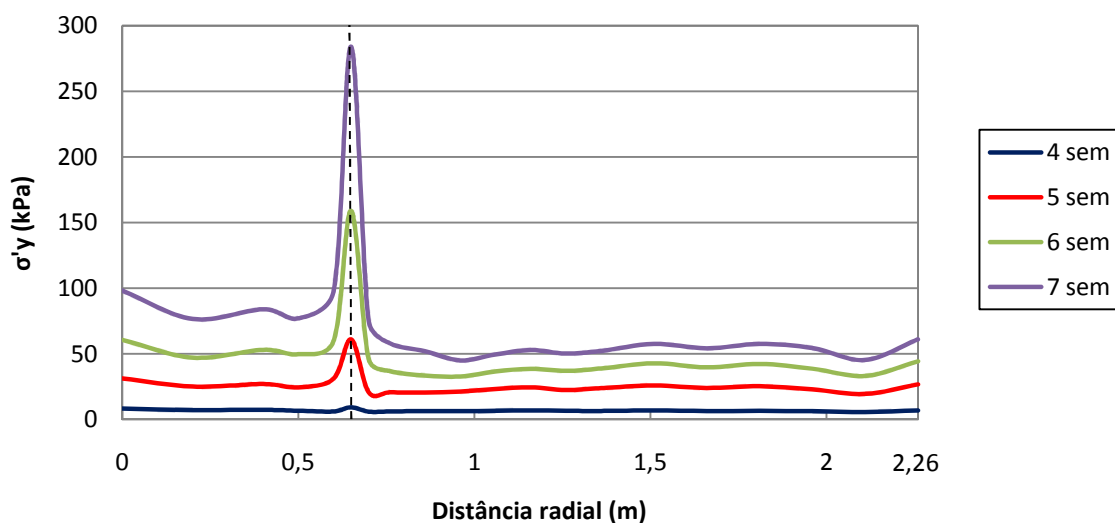


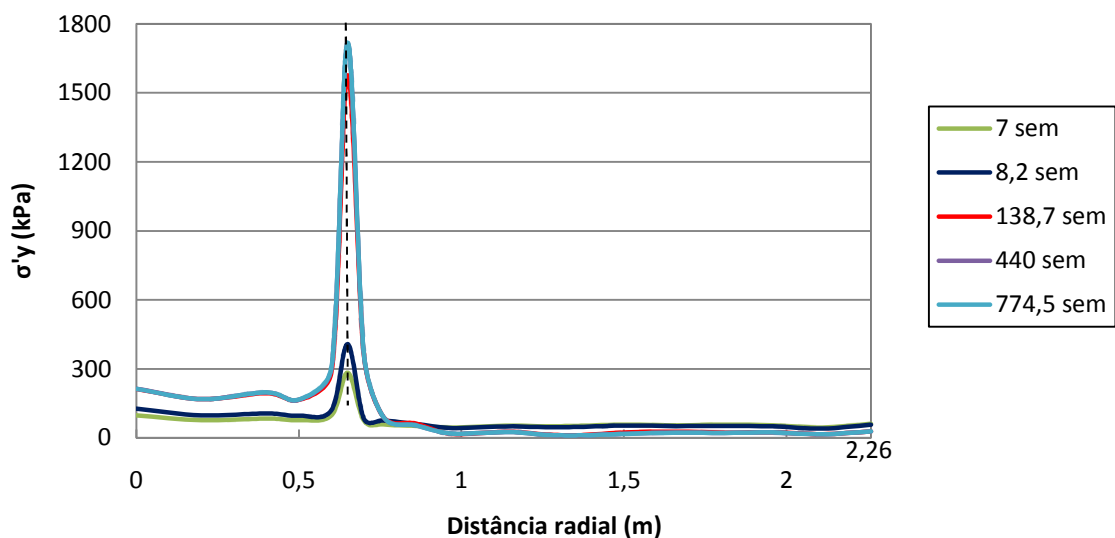
Fig. 4.39 – Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na PTC granular não reforçada, ao longo da fase pós-construtiva

Na Fig. 4.40 apresenta-se os incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância radial, para a base do aterro ($z=0\text{m}$). É analisada a variação para diferentes instantes de tempo, quer no período construtivo quer no período pós-construtivo.

Os incrementos de tensão efectiva vertical apresentam valores mais elevados na coluna de jet-grouting que no solo mole, por efeito de arco na massa do aterro, registando-se um pico de tensão na zona da interface coluna/solo mole. No entanto, é de salientar o facto de as tensões no topo da coluna de jet-grouting serem, em termos médios, significativamente inferiores que no caso do problema com PTC em betão armado (ver Fig. 4.19), o que comprova, como esperado, a maior eficácia desta última solução na transmissão de carga para o topo da coluna.



a)



b)

Fig. 4.40 – Incrementos de tensão efectiva vertical na base do aterro ($z=0\text{m}$) para PTC granular não reforçada, durante: a) o período construtivo; b) o período pós-construtivo

As Fig.s 4.41 e 4.42 mostram por meio de mapas de colorações, os níveis de tensão, no caso da PTC granular não reforçada mobilizados durante a fase construtiva e durante a fase pós-construtiva, respectivamente.

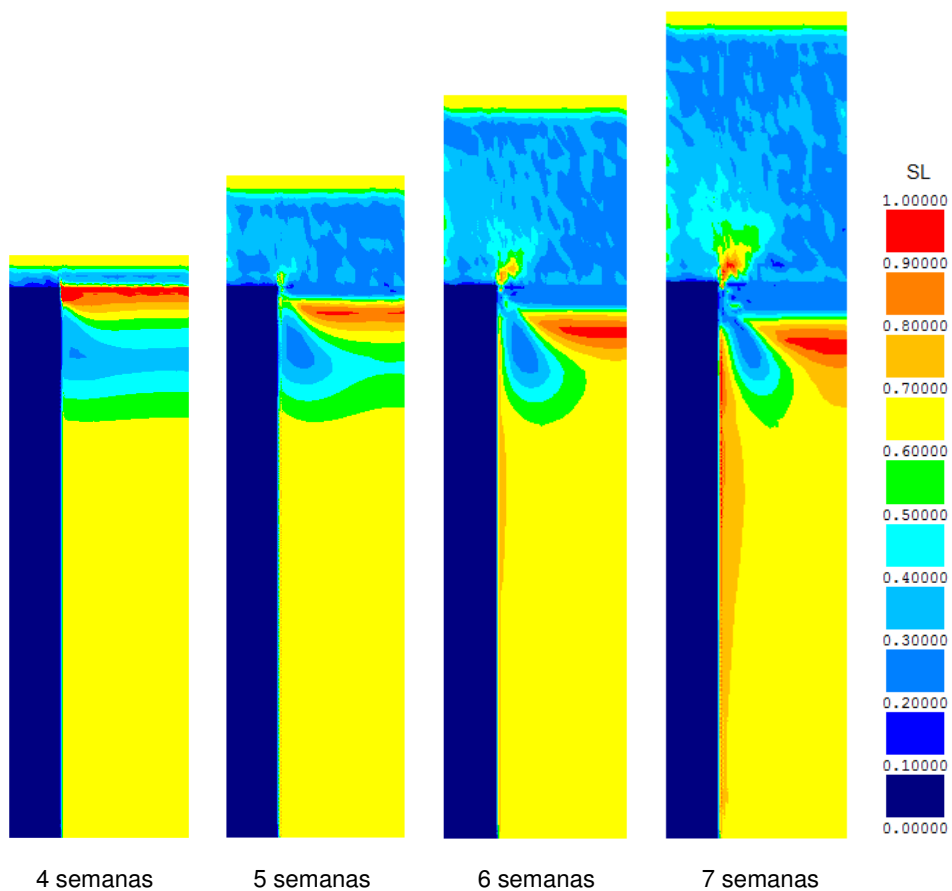


Fig. 4.41 – Níveis de tensão, para PTC granular não reforçada, durante a fase construtiva

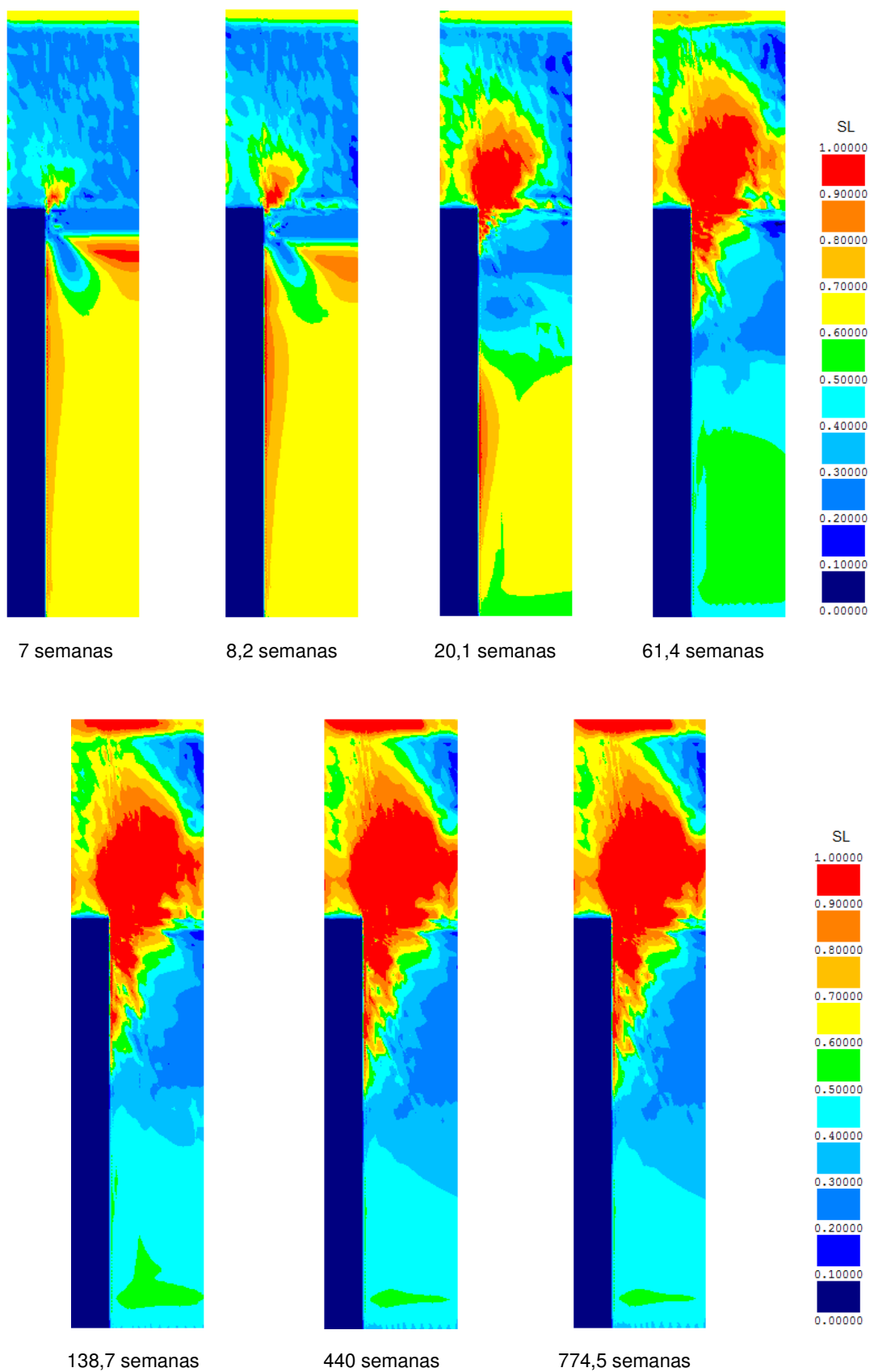


Fig. 4.42 – Níveis de tensão, para a PTC granular não reforçada, durante a fase pós-construtiva

Pela observação das duas figuras anteriores, e ao contrário do que se passa na solução de PTC em laje de betão armado (Fig.s 4.29 e 4.30), regista-se existência, na parte correspondente ao aterro de solo em situação de estado crítico. Este fenómeno surge durante a fase de construção do aterro, mas é muito mais expressivo à medida que o processo de consolidação decorre.

Como se verá à frente, os assentamentos na base do aterro ($z=0\text{m}$) não são uniformes, sendo significativamente mais expressivos no solo mole que na coluna (o que não acontece no problema com PTC em betão armado). Este facto justifica a existência de distorções e tensões de corte na massa de aterro que determinam os aumentos significativos dos níveis de tensão observados; as tensões de corte estão, naturalmente, associadas ao processo de transmissão de carga para a coluna, por efeito de arco na massa de aterro.

Complementarmente, na Fig. 4.43 ilustra-se a evolução dos níveis de tensão, em função da distância radial, para diversos instantes de tempo na base do aterro ($z=0\text{m}$).

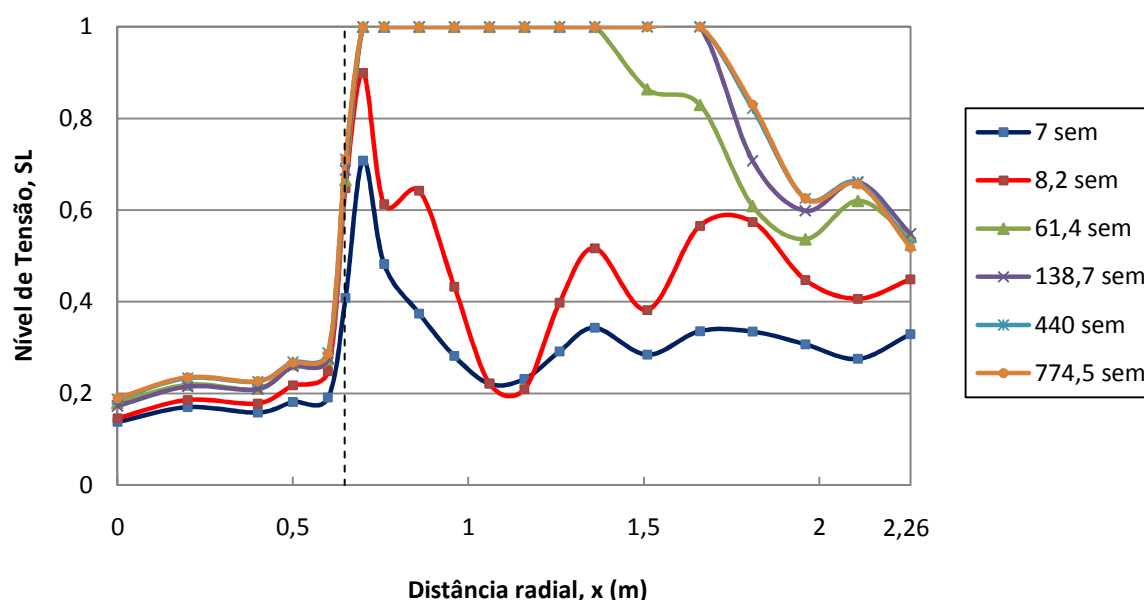


Fig. 4.43 – Níveis de tensão para diferentes instantes da fase pós-construtiva, em função da distância radial, para PTC granular não reforçada, na base do aterro ($z=0\text{m}$)

Com o decurso do processo de consolidação os níveis de tensão (SL) aumentam e aumentam também as zonas em estado crítico (Fig. 4.43). Observa-se ainda, no final da consolidação, que apenas a zona de solo mais próxima da coluna de jet-grouting (até $x=1,66\text{m}$) é que se encontra em estado crítico.

O efeito de arco que se materializa na massa de aterro é bastante perceptível através da comparação das cruzetas das tensões principais efectivas, da solução de PTC em laje de betão armado (Fig. 4.44a) com a solução em PTC granular não reforçada (Fig. 4.44b), para o final da consolidação. Verifica-se na segunda solução, e ao contrário do que se passa na primeira, que as cruzetas se apresentam “rodadas”, existindo uma maior concentração de tensão na zona de ligação entre os três elementos diferentes: coluna de jet-grouting, solo mole e aterro.

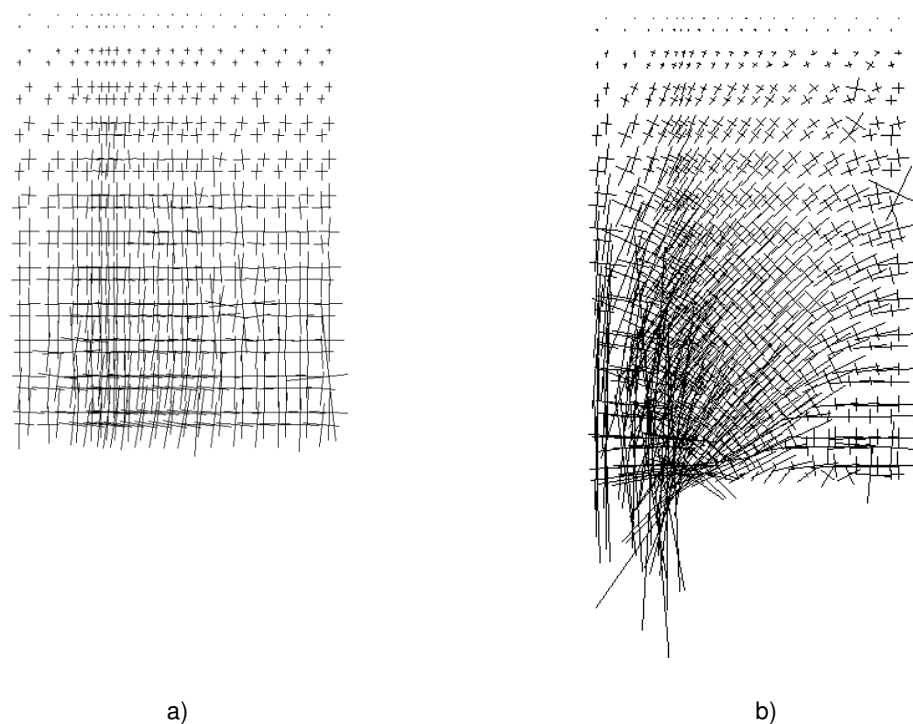


Fig. 4.44 – Cruzetas das tensões principais efectivas no final da consolidação para: a) PTC em laje de betão armado; b) PTC granular não reforçada

Para quantificar o efeito de arco que se materializa na massa de aterro, na solução PTC granular não reforçada, representa-se na Fig. 4.45 a evolução do coeficiente de efeito de arco na base do aterro desde o início da construção do aterro até ao final do processo de consolidação (774,5 semanas).

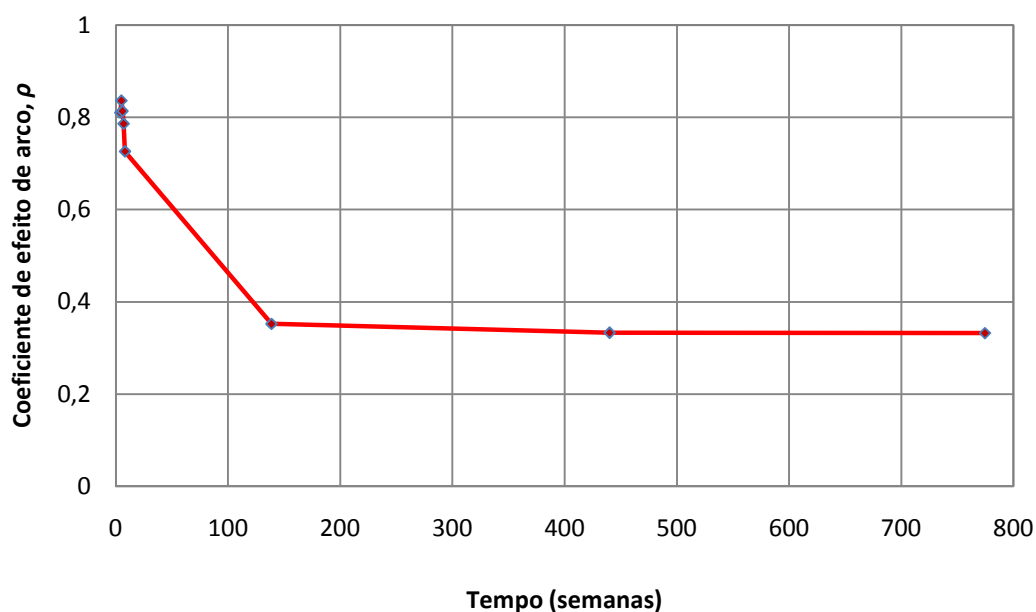


Fig. 4.45 – Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco para PTC granular não reforçada

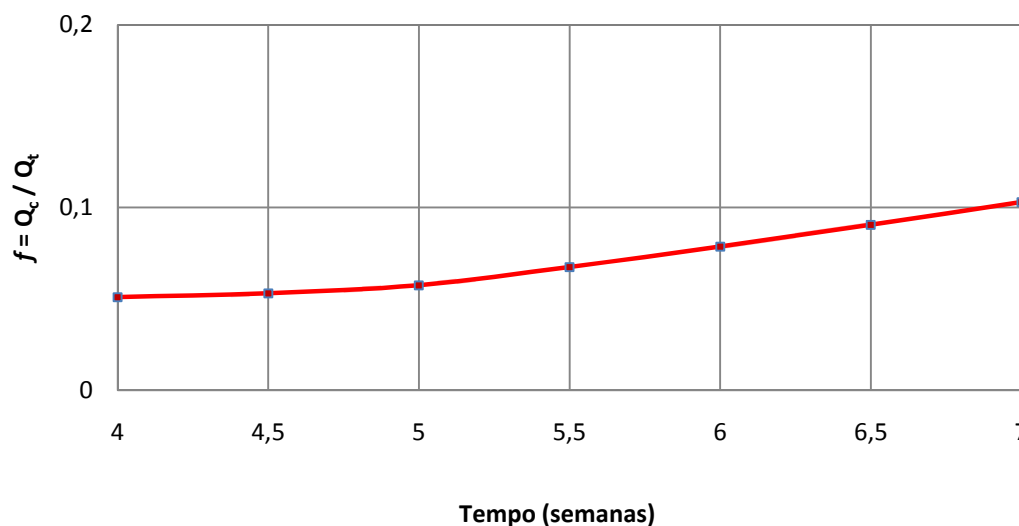
É possível constatar que o coeficiente de efeito de arco diminui, ou seja, que a percentagem de carga transmitida para as colunas por efeito de arco na massa de aterro aumenta ao longo do tempo. No final da consolidação, regista-se para ρ um valor de 0.33, isto é, apenas 33% da carga de aterro construído sobre o solo mole não é transmitida para as colunas no corpo do aterro. Este comportamento é totalmente diferente do registado para a solução de PTC em laje de em betão armado, na qual se obteve um valor de ρ aproximadamente igual a 1 (Fig. 4.34), e que traduz o não desenvolvimento de qualquer efeito de arco na massa de aterro.

Para avaliar a eficácia do sistema de reforço para a solução em PTC granular não reforçada, foi analisado também o parâmetro f , definido anteriormente (expressão 4.7).

A evolução deste parâmetro durante e após a fase construtiva é apresentada na Fig. 4.46. Pela observação da figura é possível constatar que a percentagem de carga transmitida para as colunas aumenta quer na fase de construção quer após a construção. No final da construção apenas 11% da carga total do aterro sobre a célula unitária é suportada pela coluna. Nesta fase, grande parte da carga está aplicada no fluído intersticial (excessos de pressão neutra). Só com o decorrer da consolidação é que o processo de transmissão de carga para as colunas continua. Para a semana 440, 80% da carga total do aterro sobre a célula unitária é suportada pelas colunas de jet-grouting. No final da consolidação este parâmetro atinge o valor de 0.81, valor próximo do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total do aterro é suportada pelas colunas de jet-grouting).

Note-se que, como na solução de PTC em betão armado, na solução em análise, o coeficiente f tem em conta, globalmente, os dois mecanismos de transferência de carga para a coluna presentes neste tipo de obras:

- por efeito de arco na massa de aterro;
- por efeito de arco no solo mole (tensões de corte na interface coluna/solo mole).



a)

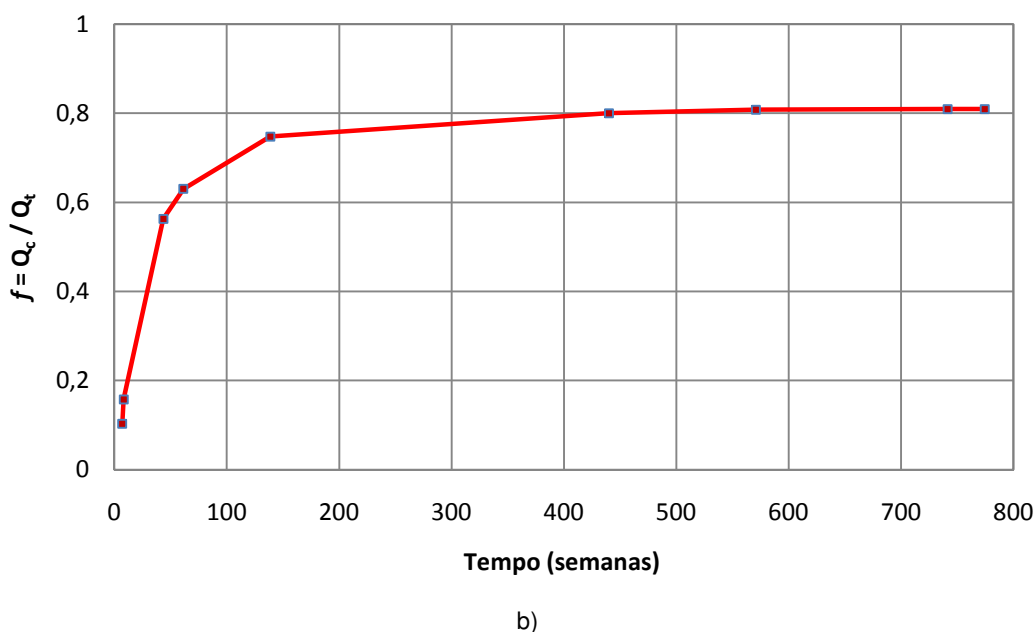


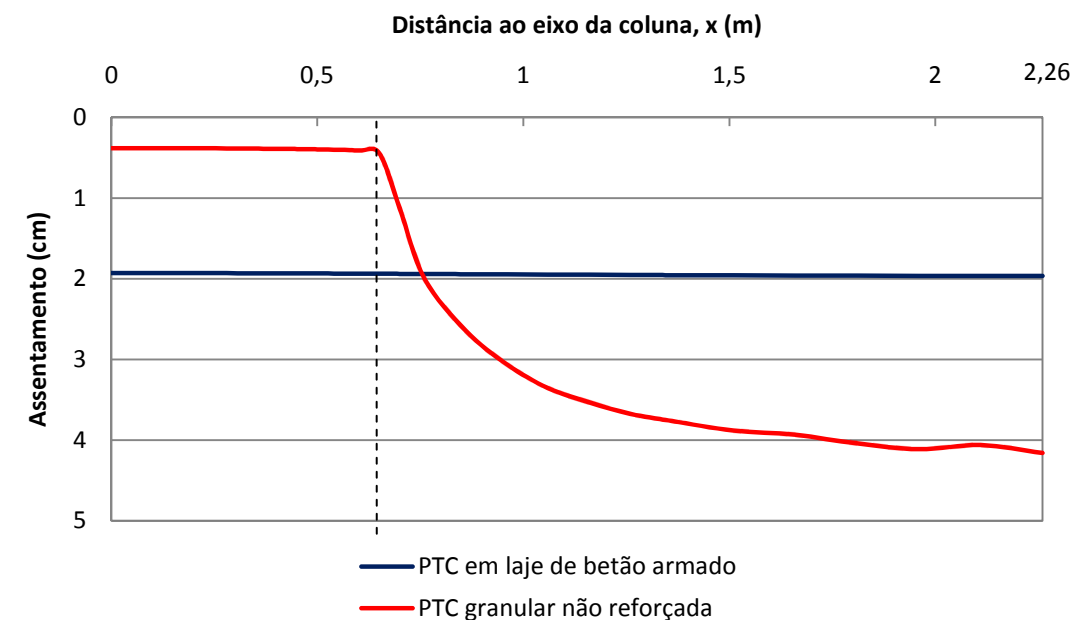
Fig. 4.46 – Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço para a solução com PTC granular não reforçada, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

Comparando a eficácia dos sistemas de reforço em PTC granular não reforçada (Fig. 4.46) com a solução de PTC em laje de betão armado (Fig. 4.38), verifica-se que esta última é muito mais eficiente que a primeira. O valor de f obtido para a solução com PTC em betão armado foi de 0.92, o que significa que somente 8% da carga de construção (laje mais aterro) na célula unitária é que não é transmitida para a coluna, enquanto que esse valor é de 19% no caso da solução sem laje de betão armado.

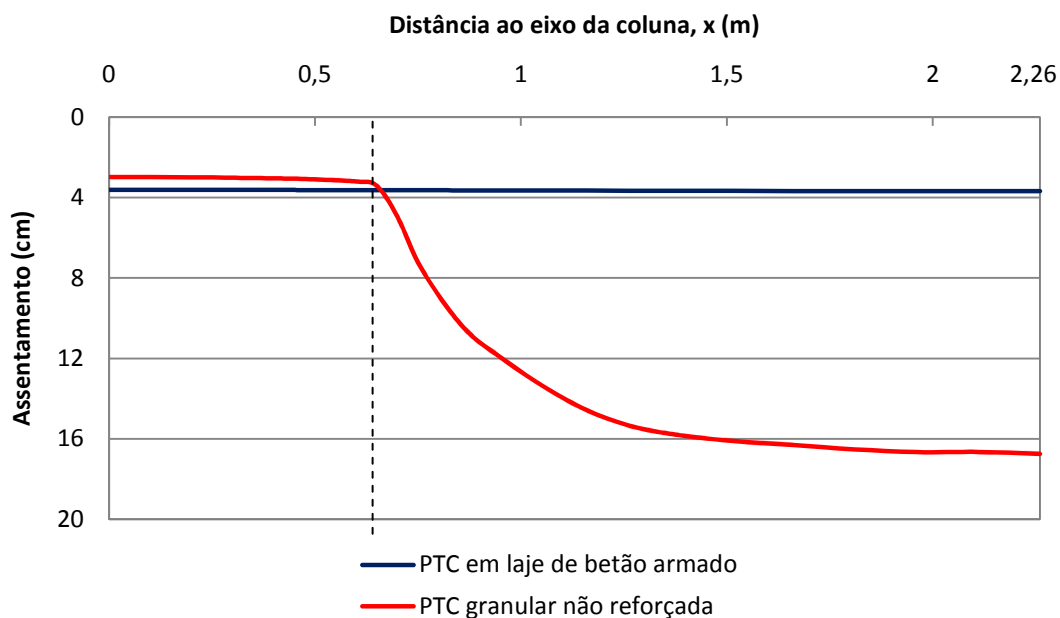
4.3.4.3. Assentamentos – comparação de diferentes soluções estruturais

Apresenta-se na Fig. 4.47 os assentamentos à superfície do solo mole ($z=0m$), em função da distância ao eixo da coluna, para as soluções de PTC em betão armado e de PTC granular não reforçada, em dois instantes de tempo distintos, nomeadamente, para o final da construção e para o final do processo de consolidação. Observa-se pela análise da figura que as duas soluções apresentam comportamentos distintos. No caso da solução com PTC de laje de betão armado, em ambos os instantes, os assentamentos são sensivelmente uniformes; já no caso da solução com PTC granular não reforçada, para ambos os instantes, os assentamentos da coluna de jet-grouting são praticamente constantes e muito menores do que os obtidos para o solo mole, registando-se um assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting de 3.77 cm ($4.15 - 0.38$) no final da construção e de 13.77 cm ($16.75 - 2.98$) no final da consolidação. De realçar ainda, que para o final da consolidação e, na zona referente à coluna de jet-grouting, verifica-se uma proximidade no valor do assentamento entre ambas as soluções, assumindo a solução em PTC granular não reforçada um valor máximo de 3.42 cm e a solução em PTC em laje de betão armado um valor de 3.63 cm. A Fig. 4.48 apresenta a mesma análise, no final da consolidação, só que para a superfície do aterro ($z = -3,4m$). Verifica-se que ambas as soluções de reforço apresentam comportamento idêntico, isto é, com assentamentos constantes ao longo de toda a distância radial. Regista-se um assentamento inferior para a solução de PTC em betão

armado, cerca de 15% do assentamento obtido para a solução de PTC granular não reforçada. Esta análise permite, uma vez mais, comprovar a grande eficácia do sistema de reforço com PTC em laje de betão armado, nomeadamente, com a grande redução de assentamentos e, logo, com o reduzido impacto nas futuras construções “superficiais”.



a)



b)

Fig. 4.47 – Assentamento na superfície do solo mole ($z=0\text{m}$) para as soluções de PTC em laje de betão armado e de PTC granular não reforçada: a) no final da construção do aterro; b) no final do processo de consolidação

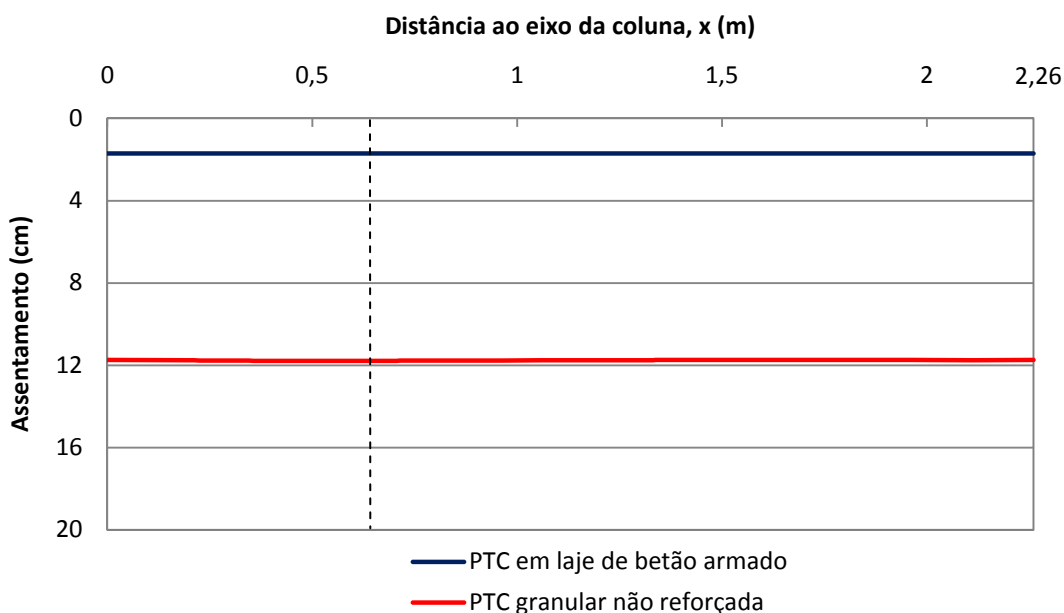


Fig. 4.48 – Assentamento na superfície do aterro ($z = -3,4\text{m}$) para as soluções de PTC em laje de betão armado e de PTC granular não reforçada, no final do processo de consolidação

Por forma a poder-se quantificar o efeito das duas soluções analisadas (com e sem laje de betão armado) em termos de redução de assentamentos, analisa-se também o valor do coeficiente de redução de assentamentos (CRA). Este coeficiente é definido como a razão entre o assentamento médio na base da construção (na base da laje de betão armado ou na base do aterro, consoante se trata da solução com ou sem laje de betão armado) e o assentamento na base do aterro do mesmo problema não reforçado (sem colunas de jet-grouting e sem laje de betão armado). O assentamento médio referido atrás é calculado como a média ponderada dos assentamentos dos pontos nodais da malha com $z=0\text{m}$, ponderados pelas respectivas áreas de influência na célula unitária (“coroas” circulares).

Para se avaliar este coeficiente, modelou-se pois o mesmo problema mas não reforçado que engloba a construção do aterro sobre o solo mole, com altura total de $3,4\text{ m}$ e com ritmo de construção de 7 semanas.

Ilustra-se na Fig. 4.49 a evolução do assentamento médio na superfície $z=0\text{m}$ para as três soluções: PTC em laje de betão armado; PTC granular não reforçada e problema sem reforço.

Pela análise da figura constata-se uma diminuição do assentamento médio final com a introdução das soluções de reforço. Quando comparado com a situação não reforçada (sem colunas de jet-grouting e sem laje de betão armado), no caso da PTC em laje de betão armado existe uma diminuição de 65.18 cm ($68.84 - 3.66$), e no caso da PTC granular não reforçada, de 54.62 cm ($68.84 - 14.22$). Estas diminuições no valor do assentamento médio final correspondem, respectivamente, a reduções de 94.7% e de 79.3% , o que se traduz em termos de CRA num valor de 0.053 e de 0.207 , respectivamente. Assim sendo, o factor de melhoramento, n , definido como o inverso de CRA , tem valor de 18.87 e de 4.83 , respectivamente.

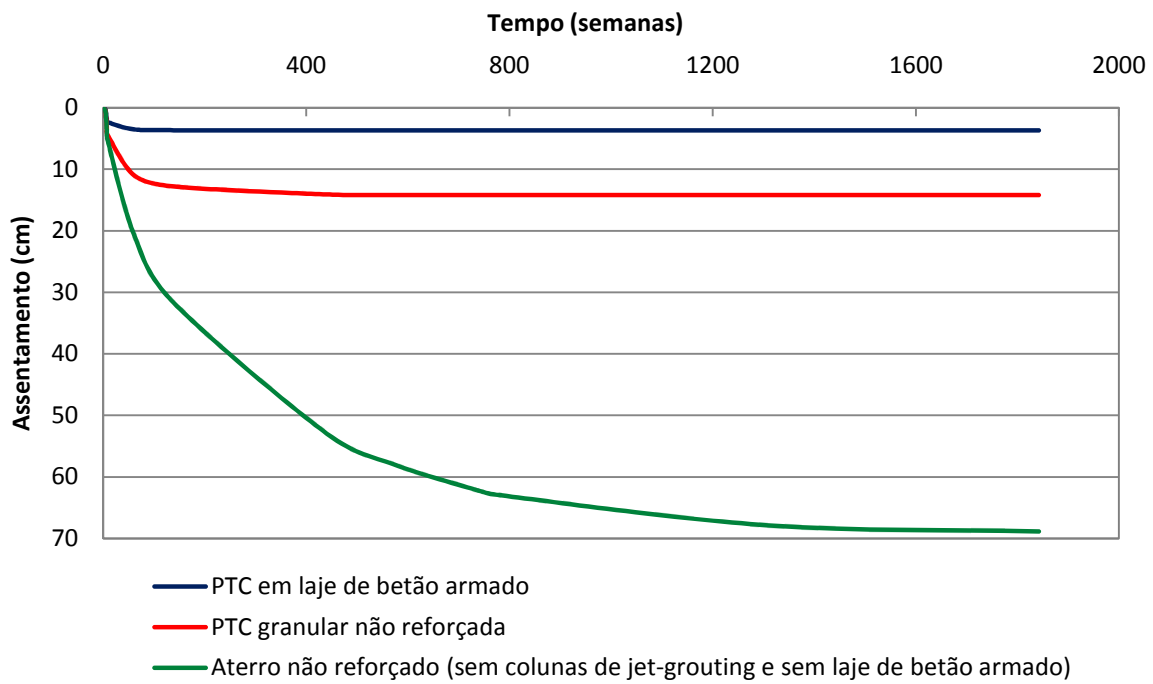


Fig. 4.49 – Evolução dos assentamentos médios na superfície $z=0m$ para as três soluções

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, usando o programa de elementos finitos *RECRIB* (Borges, 1995), analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga (PTC) em betão armado. Os resultados apresentados permitiram, por um lado, fundamentar a discussão dos aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de obras e, por outro, avaliar a eficiência dos efeitos estruturais resultantes da utilização de colunas de jet-grouting encabeçadas pela PTC. Pretende-se, agora, alargar e aprofundar a análise da solução de reforço com PTC em laje de betão armado mediante a comparação dos efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que influenciam o comportamento das obras em questão.

Assim, tendo por base a análise realizada no capítulo 4, analisa-se e compara-se, neste capítulo, o comportamento do sistema estrutural perante as alterações desses parâmetros, não só no que se refere à sua influência nos resultados finais, como também na evolução do comportamento ao longo do tempo.

Os parâmetros objecto de estudo são:

- altura do aterro;
- altura da laje de betão armado;
- deformabilidade das colunas;
- espaçamento entre colunas em malha quadrangular.

No Quadro 5.1 é apresentada uma síntese dos cálculos efectuados em todos os estudos paramétricos, sendo indicados também os valores do raio da célula unitária correspondente.

As condições impostas para a célula fundamental no problema base no que se refere às condições de fronteira mantêm-se em todos os cálculos.

São apresentados os resultados, análises e considerações julgadas relevantes, não se entrando, no entanto, no pormenor das análises efectuadas no capítulo anterior. As conclusões tiradas neste capítulo devem ser enquadradas nas condições específicas do problema em estudo.

Quadro 5.1 – Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico

CASO DE ESTUDO	NOME DO CÁLCULO	ALTURA DO ATERRO (m)	ALTURA DA LAJE (m)	E COLUNA (MPa)	ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS (m)	RAIO DA CÉLULA UNITÁRIA (m)
Altura do aterro	H0	3,0	0,40	150	4,0	2,26
	H1	2,0	0,40	150	4,0	2,26
	H2	4,0	0,40	150	4,0	2,26
	H3	5,0	0,40	150	4,0	2,26
Altura da laje de betão armado	B0	3,0	0,40	150	4,0	2,26
	B1	3,2	0,20	150	4,0	2,26
	B2	3,1	0,30	150	4,0	2,26
	B3	2,9	0,50	150	4,0	2,26
Deformabilidade das colunas	E0	3,0	0,40	150	4,0	2,26
	E1	3,0	0,40	100	4,0	2,26
	E2	3,0	0,40	1500	4,0	2,26
	E3	3,0	0,40	10000	4,0	2,26
	E4	3,0	0,40	18000	4,0	2,26
Espaçamento entre colunas	L0	3,0	0,40	150	4,0	2,26
	L1	3,0	0,40	150	3,0	1,69
	L2	3,0	0,40	150	5,0	2,82
	L3	3,0	0,40	150	6,0	3,39

5.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesta secção é estudada a influência da altura do aterro no sistema estrutural que constitui a célula fundamental. Quanto maior é altura do aterro, maior é a carga suportada pelo sistema de reforço e pelo solo de fundação, o que se traduz num maior assentamento na base da PTC de betão armado (profundidade $z=0\text{m}$), num aumento dos momentos flectores na laje de betão armado e num aumento dos excessos de pressão neutra na fase construtiva.

No problema base (H0) foi considerada uma altura de aterro de 3 m. Para estudar a influência deste parâmetro, para além do problema base, foram consideradas as seguintes alturas de aterro:

- 2 m (cálculo H1);
- 4 m (cálculo H2);
- 5 m (cálculo H3).

Para a situação de carga mais gravosa (altura do aterro igual a 5 m), verificou-se, em fase de pré-dimensionamento, a adequabilidade da altura da laje de betão armado (0,40 m) em termos de segurança em relação ao punçoamento, mesmo sem consideração de armadura de punçoamento, de acordo com o art.º 54 do R.E.B.A.P.

As restantes propriedades, quer geométricas, quer das propriedades dos materiais envolvidos, foram mantidas iguais às adoptadas no problema base.

5.2.2. DESLOCAMENTOS

Como seria expectável, os assentamentos crescem à medida que aumenta a carga que solicita o sistema estrutural (materializada pela altura do aterro). A Fig. 5.1 mostra que os assentamentos médios na base da PTC de betão armado, no solo mole e no topo da coluna de jet-grouting (profundidade $z=0\text{m}$), no final da consolidação, aumentam com a altura do aterro. A variação do assentamento médio na coluna encontra-se compreendida entre 2.57 cm, no cálculo H1, e 5.79 cm no cálculo H3. No que se refere ao solo mole, a variação do assentamento médio com a altura do aterro é ligeiramente superior, situando-se entre 2.60 cm, no caso H1, e 5.86 cm no caso H3.

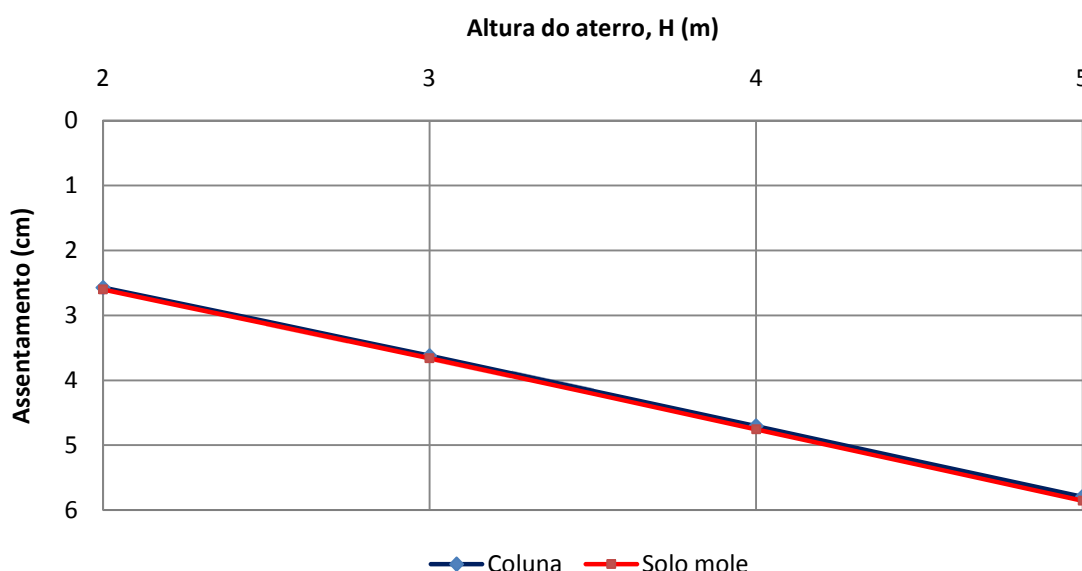


Fig. 5.1 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0\text{m}$), no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

Apresenta-se na Fig. 5.2 os assentamentos diferenciais máximos entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0\text{m}$), obtidos para as diferentes alturas de aterro. Constata-se que o aumento da altura de aterro, dentro da gama de valores estudados, e para as condições deste problema, não tem influência significativa nos assentamentos diferenciais do sistema estrutural (o assentamento diferencial máximo não varia mais do que 0.1 cm, tal como se poderia prever pela observação da Fig. 5.1, onde existe praticamente coincidência entre duas curvas). Assim sendo, o aumento da altura de aterro não altera o comportamento do sistema estrutural, na medida em que, estes resultados permitem admitir simplificadamente a ocorrência de assentamento “em bloco” no sistema estrutural (o que já sucedia no cálculo H0).

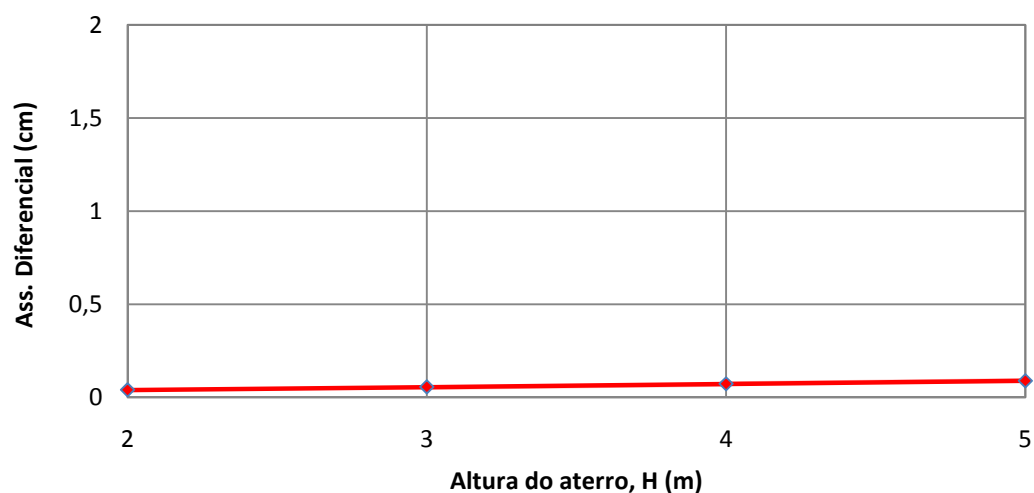


Fig. 5.2 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão ($z=0m$), para diferentes alturas de aterro

As Figs 5.3 e 5.4 mostram a evolução do assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) ao longo do tempo para todos os cálculos efectuados, na coluna e no solo mole, respectivamente.

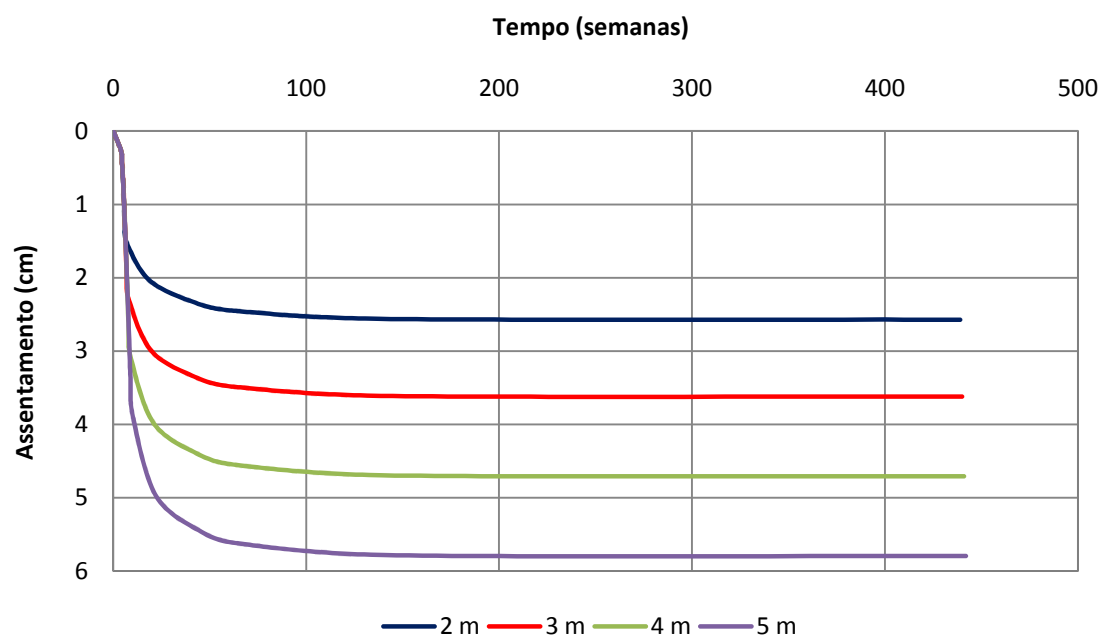


Fig. 5.3 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas de aterro

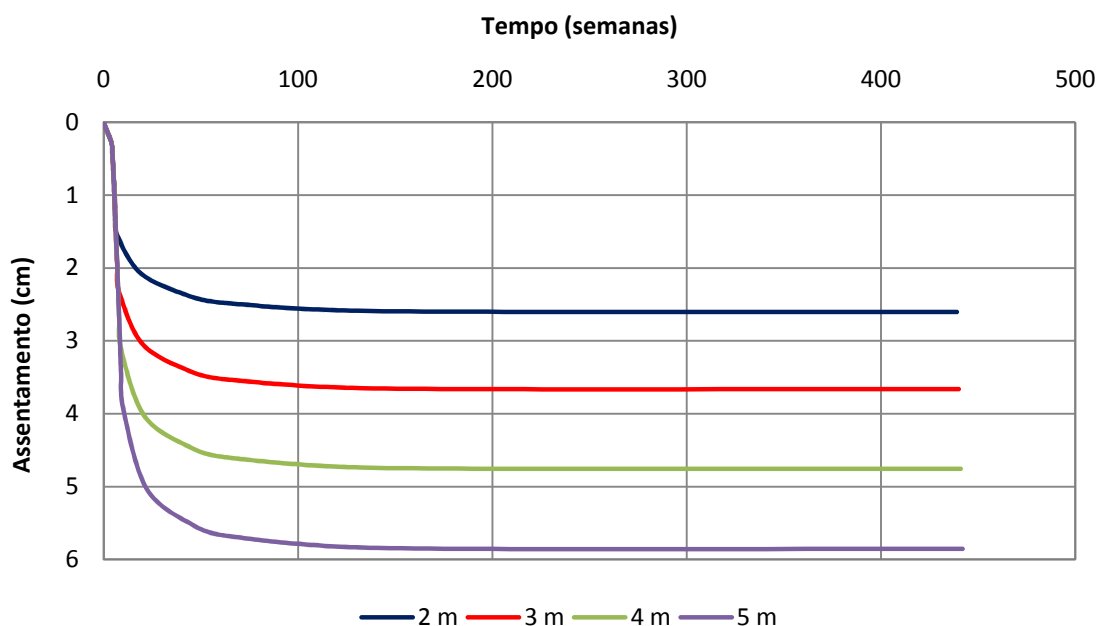


Fig. 5.4 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0\text{m}$, para diferentes alturas de aterro

Aproximadamente a partir das 60 semanas verifica-se que, tanto na coluna como no solo mole, os assentamentos para os diferentes cálculos já se processaram quase na totalidade.

Para se avaliar a velocidade de consolidação nos diferentes cálculos, apresenta-se na Fig. 5.5 a evolução da percentagem de assentamento médio no solo mole, ao longo do tempo, relativamente ao assentamento médio final. Pela análise da figura constata-se que o processo de consolidação é pouco afectado pelo aumento da altura do aterro.

Atendendo a este facto, em média, a percentagem de assentamento atinge um valor muito próximo dos 100% para as diferentes alturas de aterro na semana 140. Contudo, o processo de consolidação efectua-se ligeiramente mais rápido para alturas de aterro mais elevadas, correspondentes a maiores cargas a solicitar o sistema estrutural. Este facto deve-se a que maiores alturas de aterro causam maiores gradientes de excesso de pressão neutra (como se verá mais à frente, Fig. 5.14) e, consequentemente, maiores velocidades da água no sentido da superfície de drenagem.

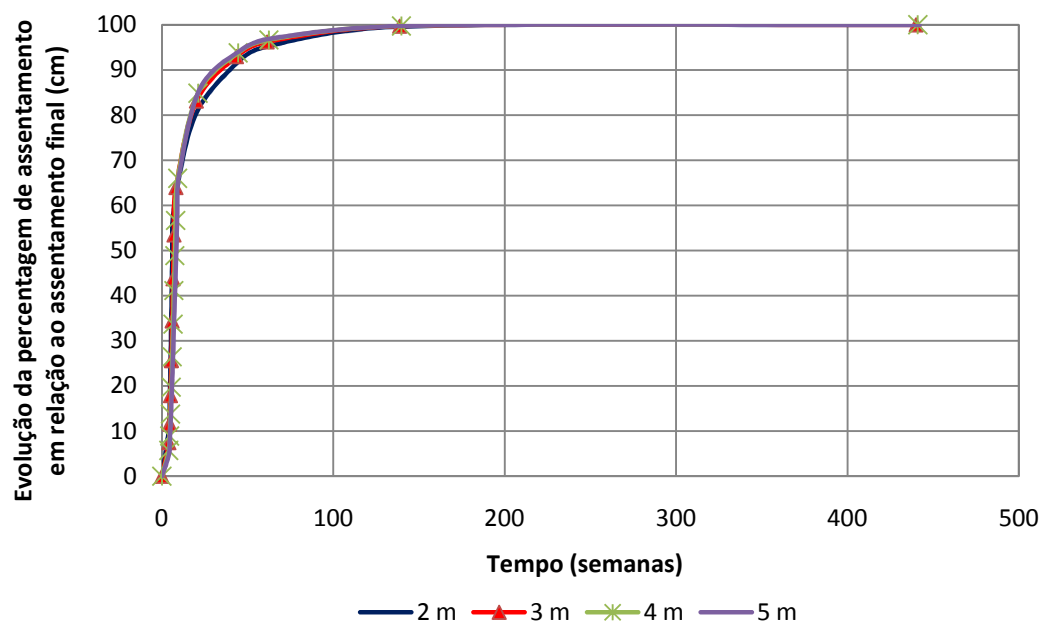


Fig. 5.5 – Evolução da percentagem de assentamento médio na base da PTC (z=0m) em relação ao assentamento médio final, para diferentes alturas de aterro

5.2.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

A Fig. 5.6 mostra que o coeficiente de efeito de arco (ρ) mantém-se uniforme e de valor igual a 1.06 com o aumento da altura de aterro. Este facto, permite uma vez mais corroborar a indicação teórica e bibliográfica (Adbullah, 2006), descrita no capítulo 2, que para a solução de reforço com PTC em laje de betão armado, ρ é aproximadamente igual a 1.

Assim sendo, o aumento da altura de aterro não altera o comportamento/funcionamento do sistema estrutural, na medida em que a laje de betão armado continua a funcionar, globalmente, como uma laje fungiforme apoiada nas colunas e sujeita a cargas verticais aproximadamente uniformes (inexistência de efeito de arco significativo na massa de aterro), decorrentes da execução do aterro sobre ela.

A explicação do excesso de 6% no valor obtido para ρ nos diferentes cálculos, em relação ao valor teórico de 1, já foi exposta no capítulo anterior, e deve-se às variações numéricas decorrentes da extrapolação das tensões verticais dos pontos de Gauss dos elementos finitos na zona da laje para os nós da malha correspondentes (situados no plano superior da laje de betão armado).

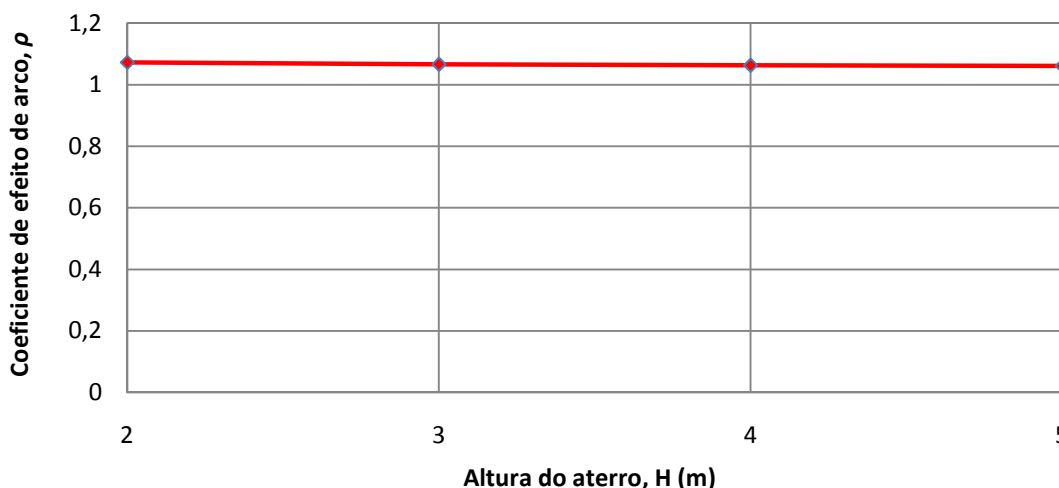
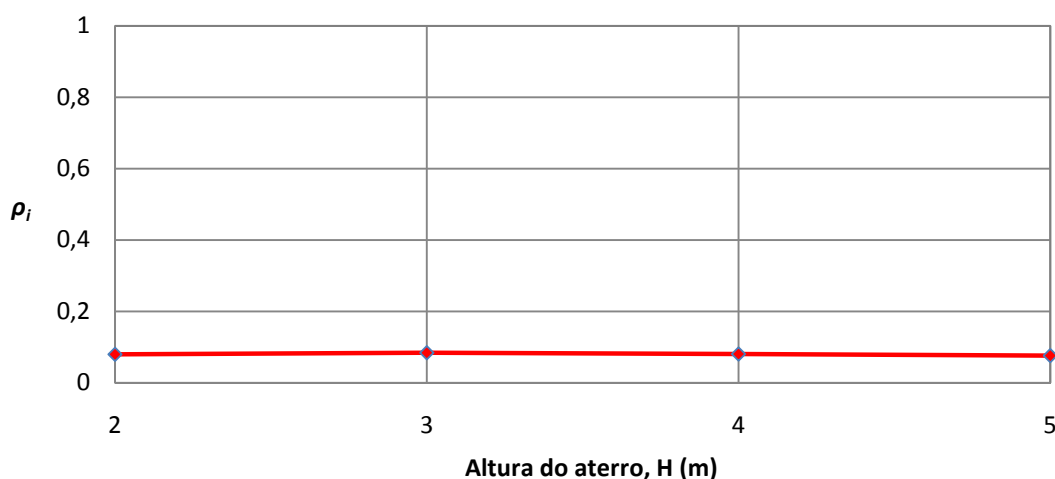


Fig. 5.6 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

5.2.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE

Complementando os resultados do coeficiente de efeito de arco apresentados na secção anterior, a Fig. 5.7 mostra que a percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole (ρ_i), no final da consolidação, mantém-se também constante e de valor igual a 0.08 para os diferentes cálculos. Esta constância no valor de ρ_i é explicada pelo aumento conjunto, na mesma razão, da tensão média aplicada na superfície do solo mole e da tensão vertical total devida ao peso da laje de betão armado e do aterro sobrejacente.

Fig. 5.7 – ρ_i no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

5.2.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO

Apresentam-se nas Fig. 5.8 e 5.9 os resultados das tensões horizontais e momentos flectores na laje de betão armado, no final da consolidação, para os diferentes cálculos. Pela análise das figuras constata-se que, como seria de esperar, tanto as tensões horizontais como os momentos flectores aumentam à medida que aumenta a carga que solicita o sistema estrutural (materializada pela altura do aterro).

Contudo, destaca-se que o aumento da altura do aterro não altera o comportamento/funcionamento do sistema estrutural, uma vez que, a variação do diagrama de momentos continua bastante próxima do sistema estrutural composto como uma laje duplamente encastrada nos apoios (colunas de jet-grouting).

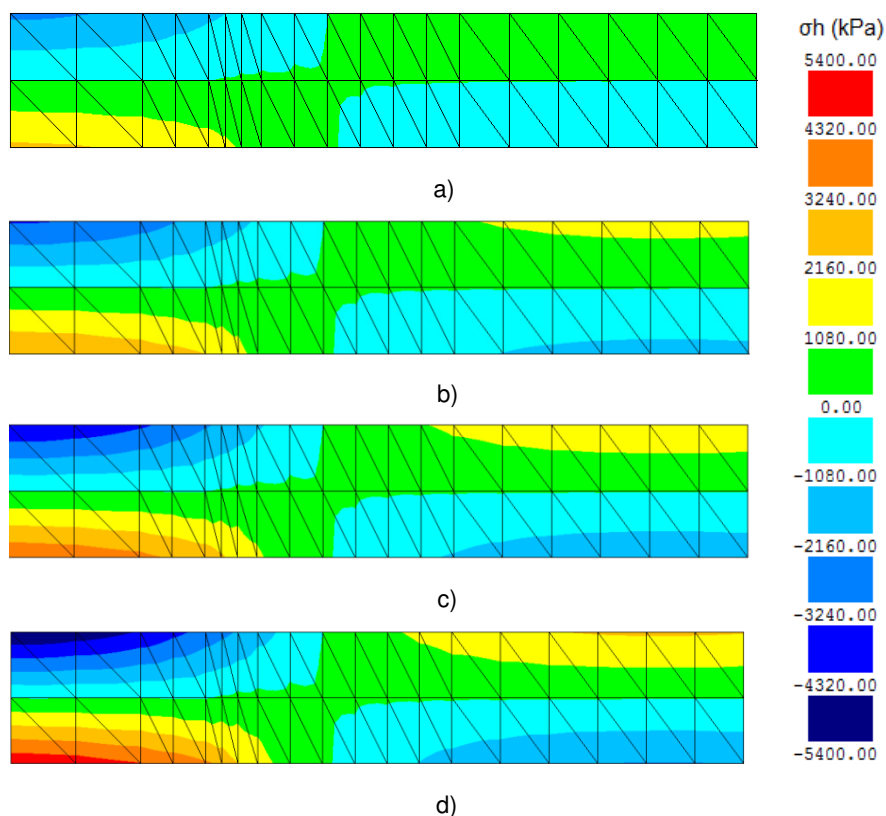


Fig. 5.8 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) H1; b) H0; c) H2; d) H3

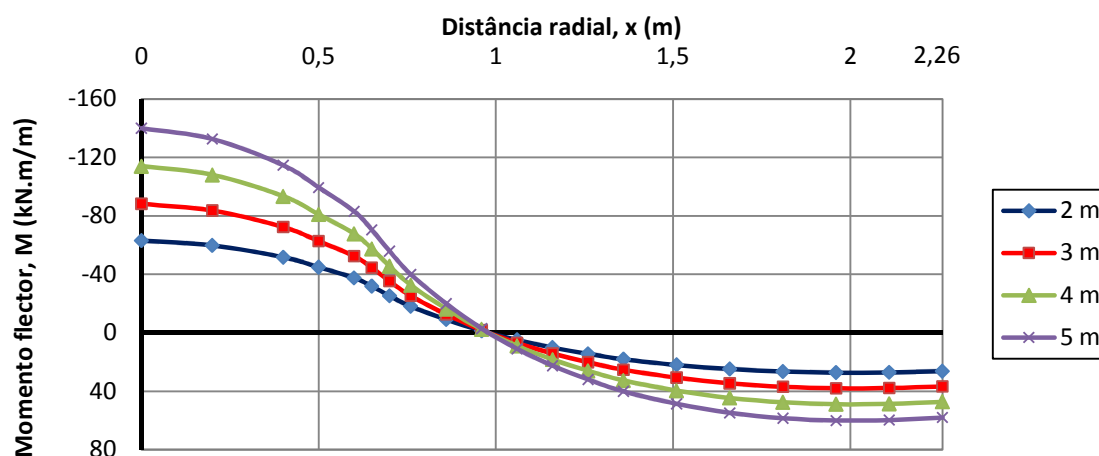


Fig. 5.9 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

5.2.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

O coeficiente de eficácia do sistema de reforço constituído pelas colunas de jet-grouting encabeçadas pela PTC em laje de betão armado, definido na expressão 4.7, avalia a percentagem de carga total que é transmitida para as colunas.

Como esperado, face aos resultados apresentados nas secções anteriores (5.2.3 e 5.2.4) e aos mecanismos de transferência de carga para a coluna associados a esta solução de reforço, a observação da Fig. 5.10 permite constatar que a eficiência do sistema é pouco influenciada pelo aumento da altura de aterro. Registrando-se que quando a altura de aterro passa de 2 para 5 m, o valor de f varia entre 0.91 e 0.93, respectivamente.

Da análise dos resultados da Fig. 5.10, importa uma vez mais realçar os valores bastante elevados do coeficiente de eficácia do sistema de reforço para os diferentes cálculos e próximos do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total da laje e do aterro é suportada pelas colunas), a comprovar a grande eficácia desta solução de reforço.

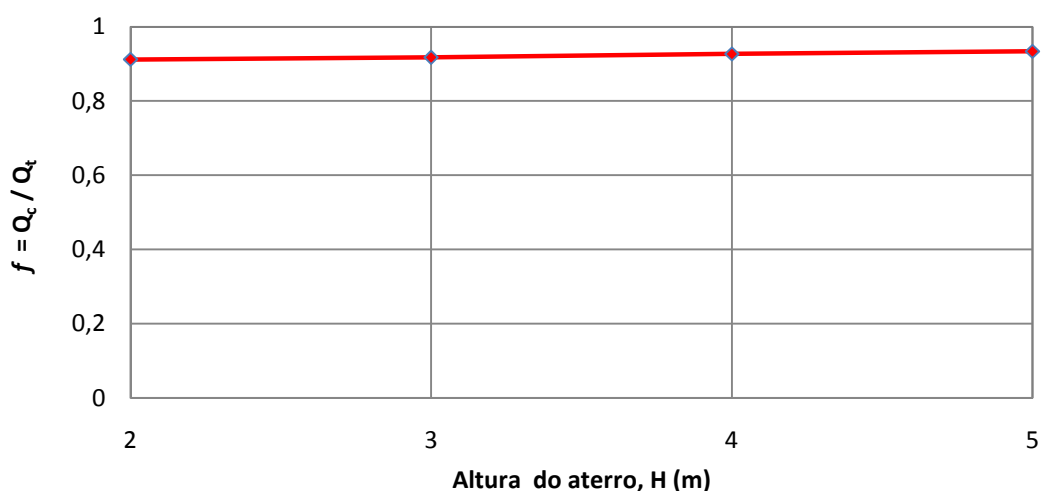


Fig. 5.10 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

5.2.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS

Como se viu no capítulo anterior, o coeficiente de redução de assentamentos (CRA) é definido pela razão entre o assentamento médio na base da laje de betão armado ($z=0m$) do problema reforçado e o assentamento na base do aterro do mesmo problema não reforçado (sem colunas de jet-grouting e sem laje de betão armado). Este coeficiente analisa pois a eficácia do sistema de reforço em termos de assentamentos, um parâmetro muito importante para a avaliação dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro.

Com o aumento da altura de aterro, aumentam, naturalmente, os assentamentos do problema reforçado e do problema não reforçado. A análise da Fig. 5.11 permite verificar que a eficácia de reforço, em termos de assentamentos, mantém-se praticamente uniforme com o crescimento da altura do aterro. Assim, à medida que a altura do aterro aumenta, para esta solução de reforço, regista-se que o assentamento do problema não reforçado cresce de forma proporcional ao assentamento do problema reforçado.

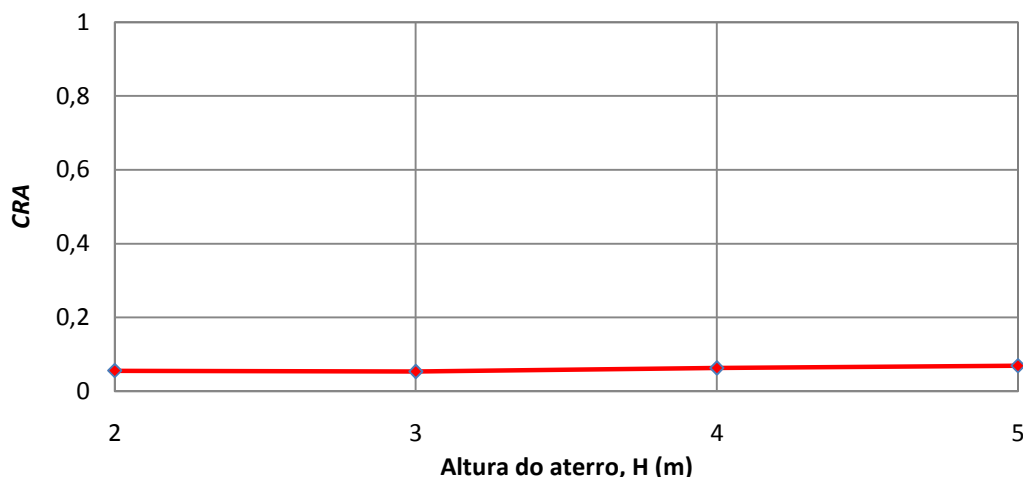


Fig. 5.11 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

5.2.8. NÍVEIS DE TENSÃO

Nas Fig.s 5.12 e 5.13 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados respectivamente no final da construção e no final da consolidação, para todas as alturas de aterro consideradas.

Pela análise das figuras, e como seria expectável, uma vez que a percentagem de carga total (laje e aterro) transmitida para o solo mole é baixa (Fig. 5.7) e atendendo ao funcionamento do sistema estrutural (Fig. 5.6 e 5.10), não existem grandes diferenças nos níveis de tensão com o aumento da altura de aterro.

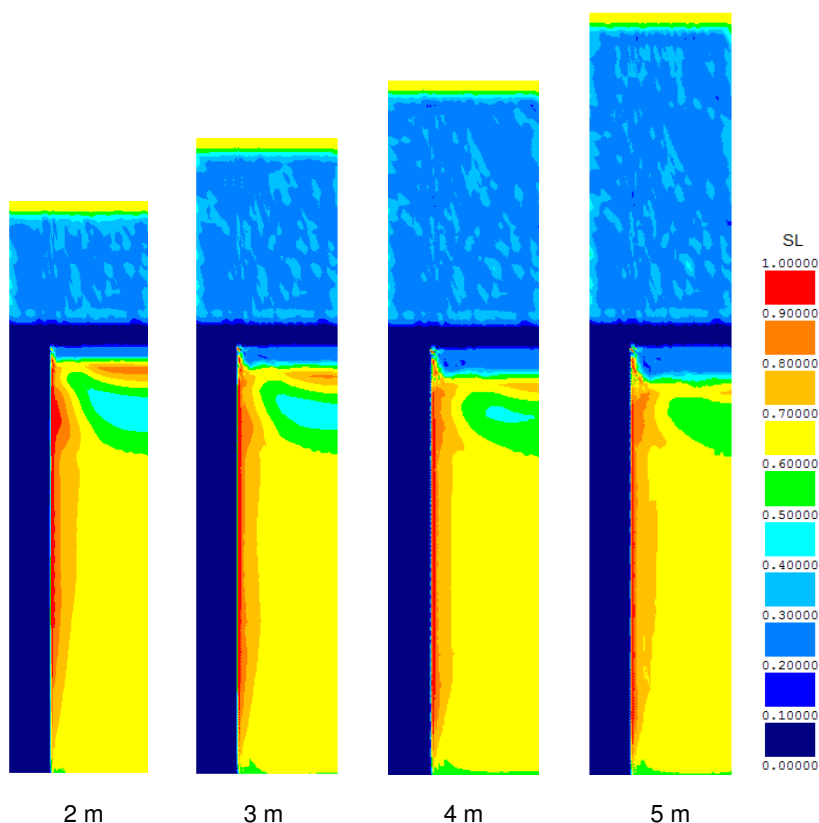


Fig. 5.12 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes alturas de aterro

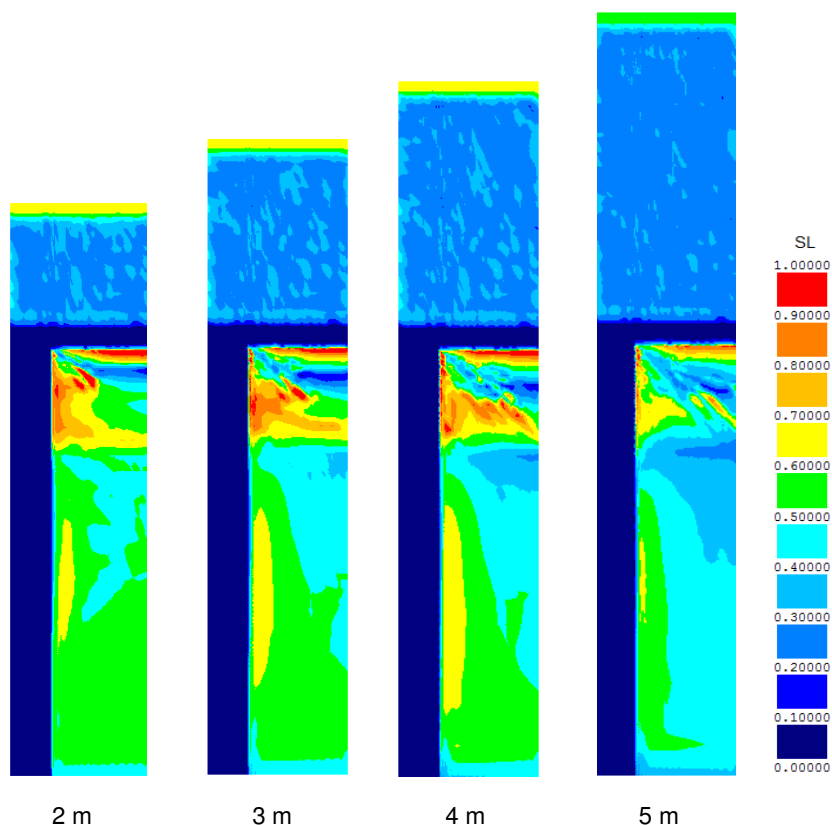


Fig. 5.13 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

5.2.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.14 é apresentado o campo dos excessos de pressão neutra no final do processo construtivo para todos os cálculos efectuados. Verificam-se disposições diferentes dos excessos de pressão neutra devido, naturalmente, aos diferentes valores de carga aplicada no sistema estrutural. Como seria previsível, maiores alturas de aterro acarretam excessos de pressão neutra mais elevados. Os maiores gradientes observados para alturas de aterro maiores justificam, como atrás se mostrou (ver Fig. 5.5), os resultados mais rápidos de evolução no tempo do processo de consolidação.

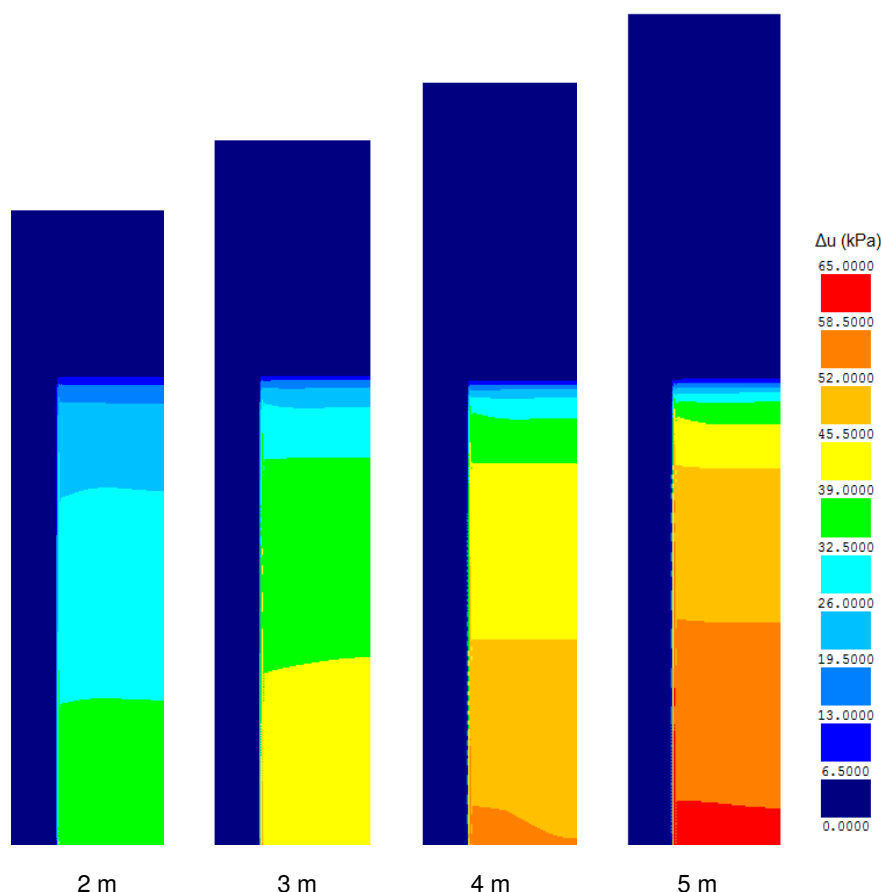


Fig. 5.14 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes alturas de aterro

5.3. INFLUÊNCIA DA ALTURA DA LAJE DE BETÃO ARMADO

5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para avaliar a influência da altura da laje de betão armado sobre o comportamento do sistema estrutural que constitui a célula fundamental efectuaram-se três cálculos para além do problema base (B0), nos quais se considerou a altura da laje com valores de 0,20 m (cálculo B1), 0,30 m (cálculo B2) e 0,50 m (cálculo B3).

Note-se que se trata de um estudo acerca da influência da altura da laje e, como tal, não foi dada especial relevância à economia das soluções (caso do cálculo B3), nem à necessidade de uso de armadura específica de punçoamento (caso do cálculo B1). Mas foi naturalmente respeitado o limite máximo da resistência da armadura de punçoamento (art.º 54, R.E.B.A.P.), de acordo com o exposto anteriormente no capítulo 2.

Mais uma vez, e para todos os cálculos, com excepção da altura de aterro, todos os restantes parâmetros mantiveram-se constantes. A variação da altura de aterro neste estudo, prende-se com a opção prática de manter igual em todos os cálculos a cota final da plataforma do aterro (3,4 m acima da superfície do solo mole).

5.3.2. DESLOCAMENTOS

Na Fig. 5.15 mostram-se os resultados dos assentamentos médios na base da PTC de betão armado no solo mole e no topo da coluna de jet-grouting (profundidade $z=0\text{m}$), no final da consolidação, para os diferentes cálculos (B0 a B3). Pela observação da figura constata-se a existência de um comportamento distinto entre os dois elementos em análise. No caso da coluna de jet-grouting, os assentamentos médios aumentam, embora ligeiramente, com o aumento da altura da laje; já no caso do solo mole acontece o oposto, isto é, o valor dos assentamentos médios diminui à medida que aumenta a altura da laje.

A variação do assentamento médio na coluna encontra-se compreendida entre 3.55 cm, no cálculo B1, e 3.65 cm no cálculo B3. No que se refere ao solo mole, a variação do assentamento médio com a altura da laje, situa-se entre 3.84 cm, no caso B1, e 3.67 cm no caso B3. Em qualquer dos casos, tratam-se de variações muito pouco significativas, em termos práticos.

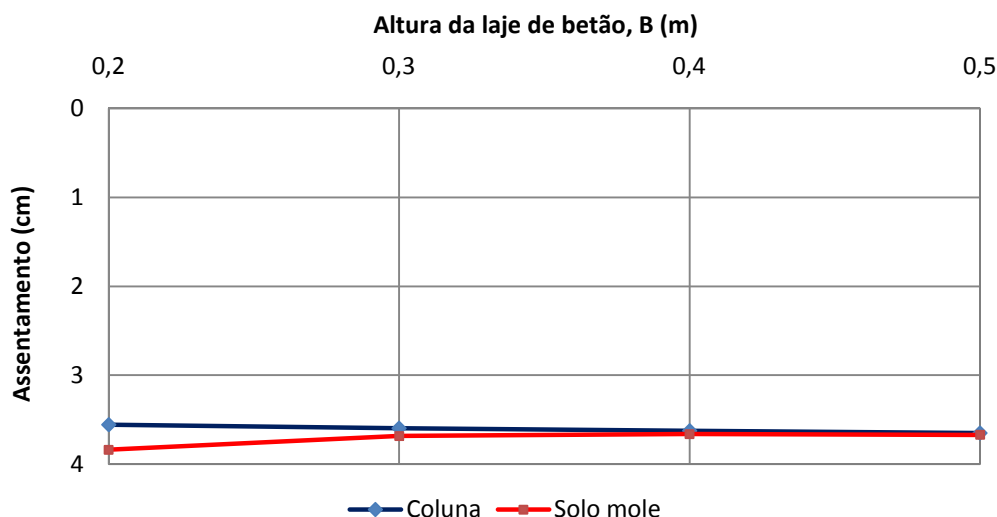


Fig. 5.15 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0\text{m}$), no final da consolidação, para diferentes alturas de laje de betão armado

Na Fig. 5.16 encontram-se representados os assentamentos diferenciais no final da consolidação para os cálculos efectuados. O assentamento diferencial diminui com o aumento da altura da laje de betão armado, desde 0.42 cm, para o caso B1, até 0.03 cm no caso de B3. Como a laje de betão armado é menos deformável para alturas de laje maiores, registam-se menores assentamentos no solo mole, pelo que o assentamento diferencial diminui pois com o aumento deste parâmetro.

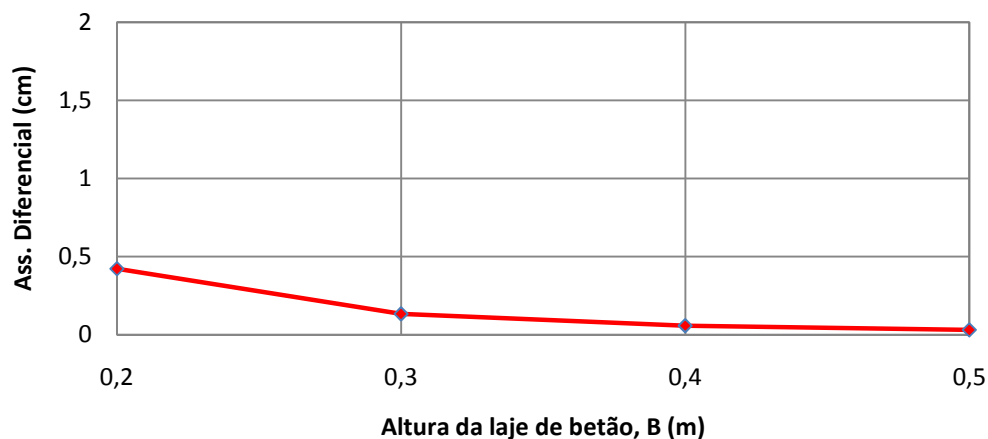


Fig. 5.16 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0m$), para diferentes alturas da laje de betão armado

Apresentam-se nas Figs 5.17 e 5.18 a evolução do assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) ao longo do tempo para todos os cálculos efectuados, na coluna e no solo mole, respectivamente. Estes resultados permitem referir que a altura da laje de betão não introduz alterações significativas na evolução no tempo dos assentamentos.

Aproximadamente a partir das 60 semanas verifica-se que em ambos os elementos, coluna e solo mole, os assentamentos para os diferentes cálculos já se processaram quase na totalidade.

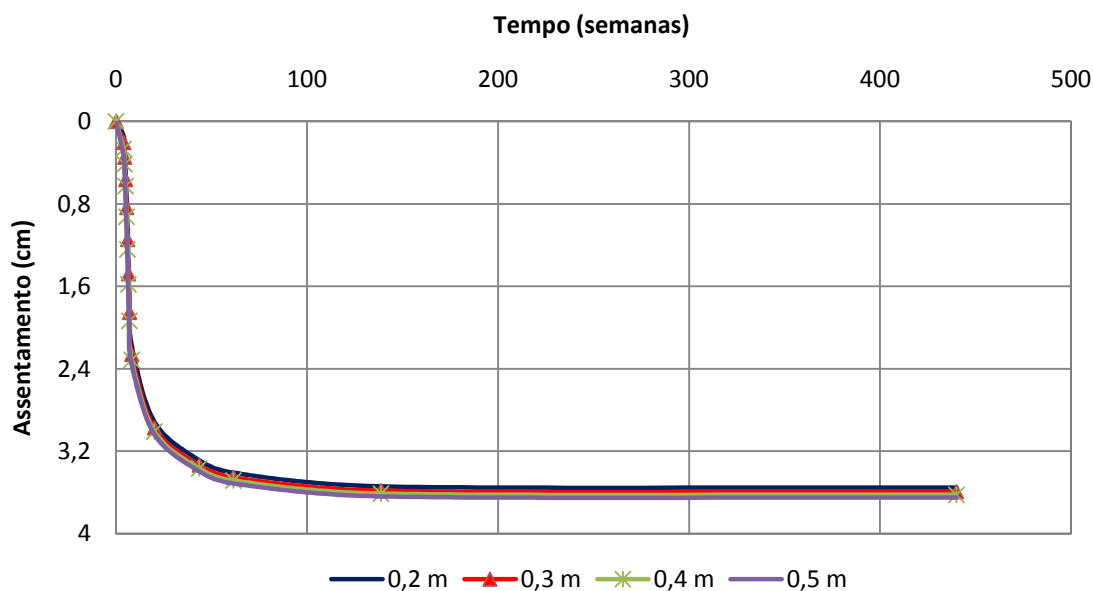


Fig. 5.17 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas da laje de betão armado

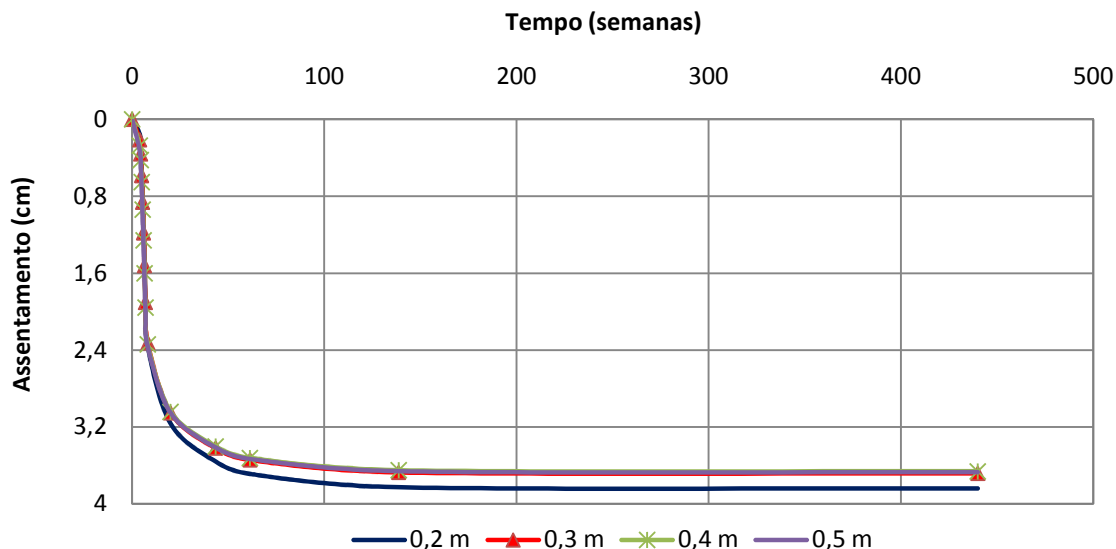


Fig. 5.18 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0m$, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

A Fig. 5.19 mostra que o coeficiente de efeito de arco (ρ) apresenta pouca variabilidade, assumindo globalmente um valor igual a 1 com o aumento da altura da laje de betão armado. Regista-se para o cálculo correspondente à menor altura de laje, B1, um valor de ρ igual a 0.98, ou seja, 2% da carga total (aterro e laje), na zona em planta correspondente ao solo mole, é transferida para o topo das colunas por efeito de arco na massa de aterro. Este comportamento no cálculo B1 é explicado pela maior flexibilidade da laje de betão armado, que permite a existência de uma ligeira redistribuição de esforços.

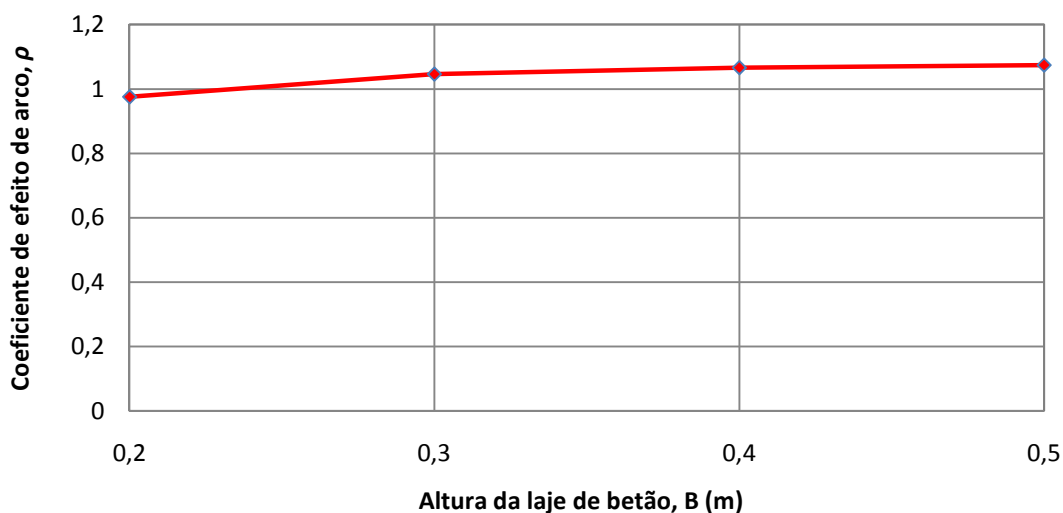


Fig. 5.19 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE

A Fig. 5.20 mostra que a percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole (ρ_i), no final da consolidação, é uniforme com o aumento da altura da laje de betão armado. Dado o comportamento registado para os assentamentos (secção 5.3.2), este comportamento seria de esperar.

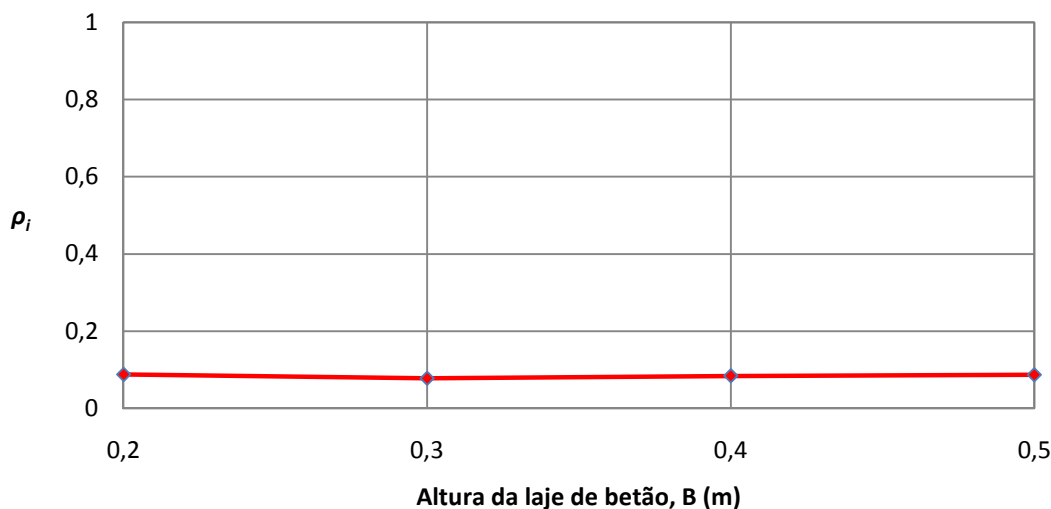


Fig. 5.20 – ρ_i no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO

Apresentam-se nas Fig. 5.21 e 5.22 os resultados das tensões horizontais e momentos flectores na laje de betão armado, no final da consolidação, para os diferentes cálculos. Pela análise das figuras constata-se que as tensões horizontais e os momentos flectores apresentam comportamentos diferentes face ao aumento da altura da laje de betão. No caso dos momentos flectores nota-se uma diminuição do momento negativo máximo com a diminuição da altura da laje. Essa diminuição é mais expressiva no caso B1 (altura da laje igual 0,20 m), facto que é justificado, não só pelo menor valor do coeficiente de efeito de arco, ρ , como referido no ponto 5.3.3 – que corresponde a um ligeiro alívio das cargas a meio vão –, mas também porque a carga total (laje mais aterro) é ligeiramente menor (para a mesma altura total, existe menor altura de betão, que tem um peso específico superior ao do material de aterro).

Quanto às tensões horizontais na laje de betão armado, verifica-se que as tensões máximas (de compressão e de tracção) diminuem com o aumento da altura da laje, como seria de esperar (em flexão simples, para um determinado momento flector, aumentando a altura da secção, diminuem, naturalmente, os valores máximos das tensões de compressão e de tracção na respectiva secção).

Destaca-se ainda que o aumento da altura da laje de betão armado não altera o comportamento/funcionamento do sistema estrutural, uma vez que, a variação do diagrama de momentos continua bastante próxima do sistema estrutural correspondente, em cada direcção, a uma laje duplamente encastrada nos apoios (colunas de jet-grouting).

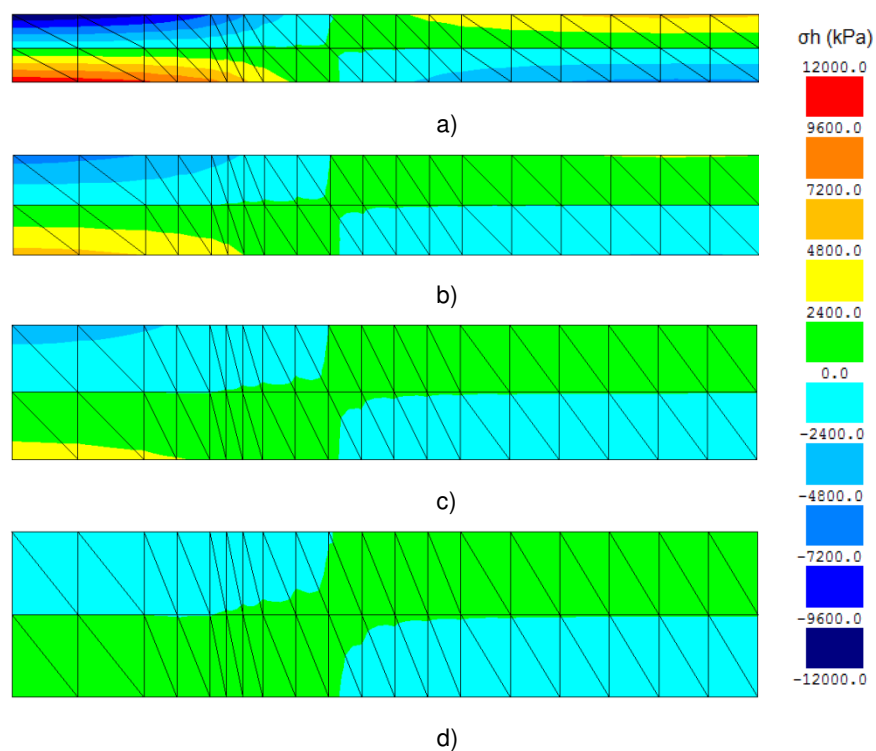


Fig. 5.21 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) B1; b) B2; c) B0; d) B3

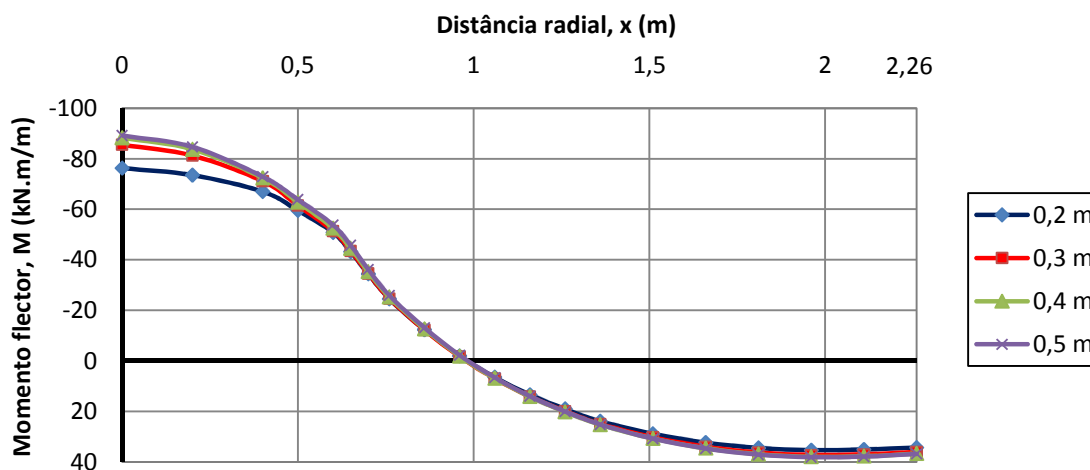


Fig. 5.22 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

Pela observação da Fig. 5.23 verifica-se que o coeficiente de eficácia do sistema mantém-se constante e de valor igual a 0.92 com o aumento da altura da laje de betão armado.

Esta conjuntura vem uma vez mais, comprovar a elevada eficácia desta solução de reforço na medida em que f assume um valor bastante próximo do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total da laje e do aterro é suportada pelas colunas) para todos os cálculos efectuados.

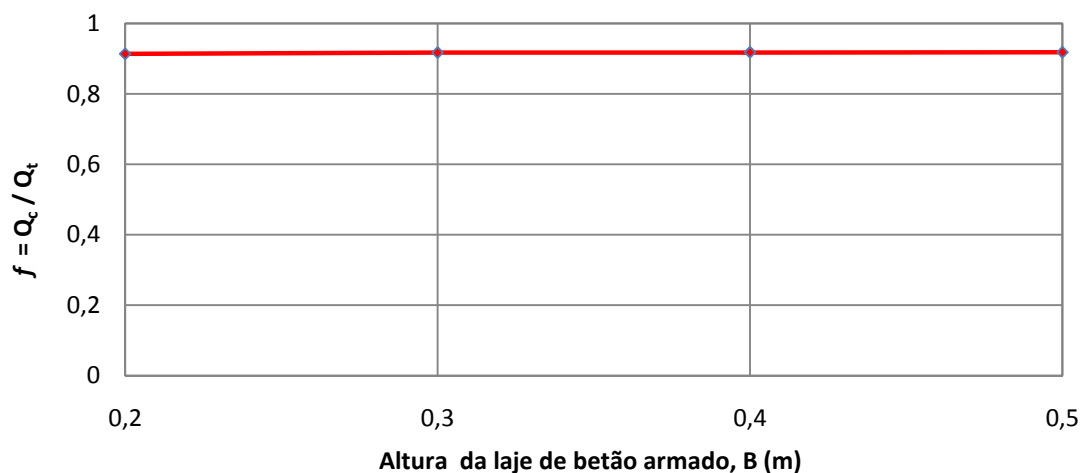


Fig. 5.23 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.24 mostra-se que o coeficiente de redução de assentamentos não é afectado com o aumento da altura da laje de betão armado, assumindo o valor de 0.053 para todos os cálculos. Este comportamento seria de esperar face aos resultados, não só dos assentamentos (apresentados na secção 5.3.2), mas também do coeficiente de eficácia (secção 5.3.6).



Fig. 5.24 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.8. NÍVEIS DE TENSÃO

Nas Figs. 5.25 e 5.26 apresentam-se os mapas de coloração dos níveis de tensão respectivamente no final da construção e no final da consolidação para os cálculos B0, B1, B2 e B3.

A Fig. 5.25 permite verificar que para qualquer um dos cálculos efectuados, não se observam diferenças significativas nos níveis de tensão do sistema estrutural no final do processo construtivo.

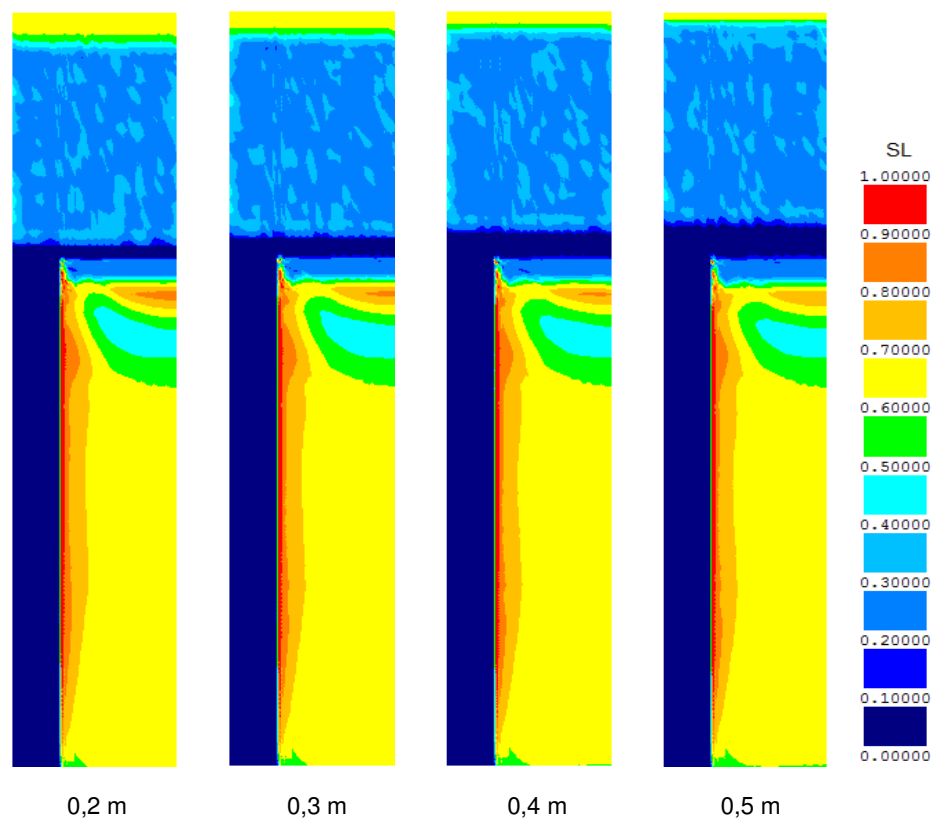


Fig. 5.25 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes alturas da laje de betão armado

Relativamente ao final da consolidação (Fig. 5.26) regista-se a mesma conclusão que para o final da construção, ou seja, o aumento da altura da laje não provoca alterações significativas nos níveis de tensão.

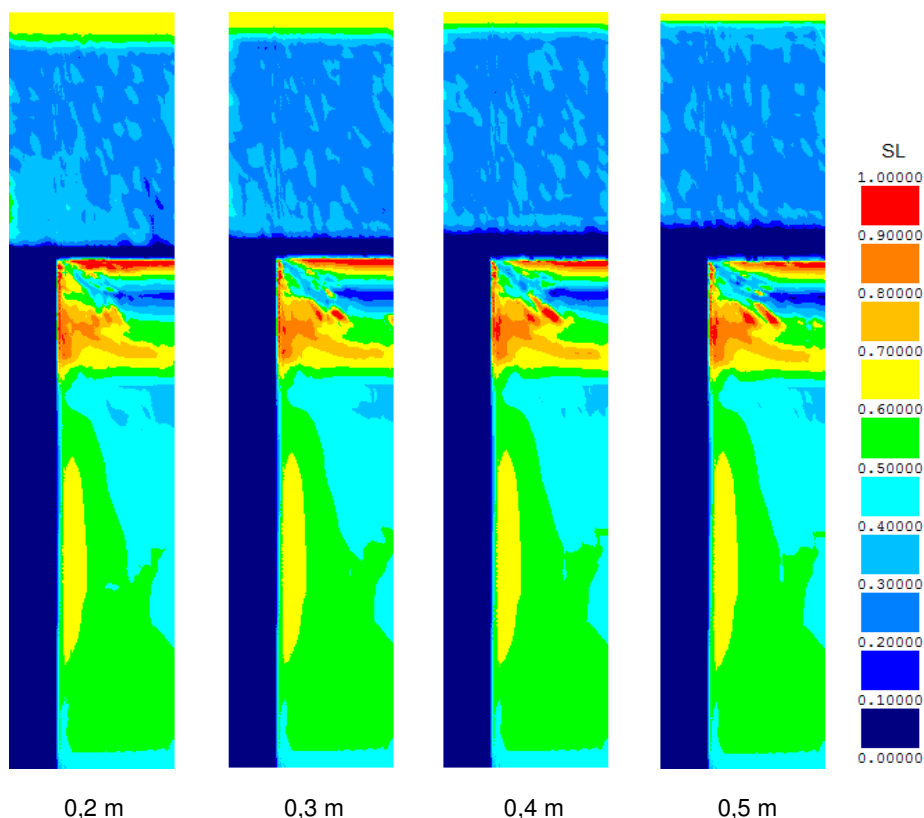


Fig. 5.26 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.3.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.27 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final do processo construtivo. Verifica-se que quanto maior é a altura da laje menor são os excessos de pressão neutra. Este fenómeno deve-se, naturalmente, ao facto de que lajes mais espessas são menos deformáveis, aliviando assim a acção sobre o solo mole saturado durante a construção, isto é, gerando menores excessos de pressão neutra no solo mole.

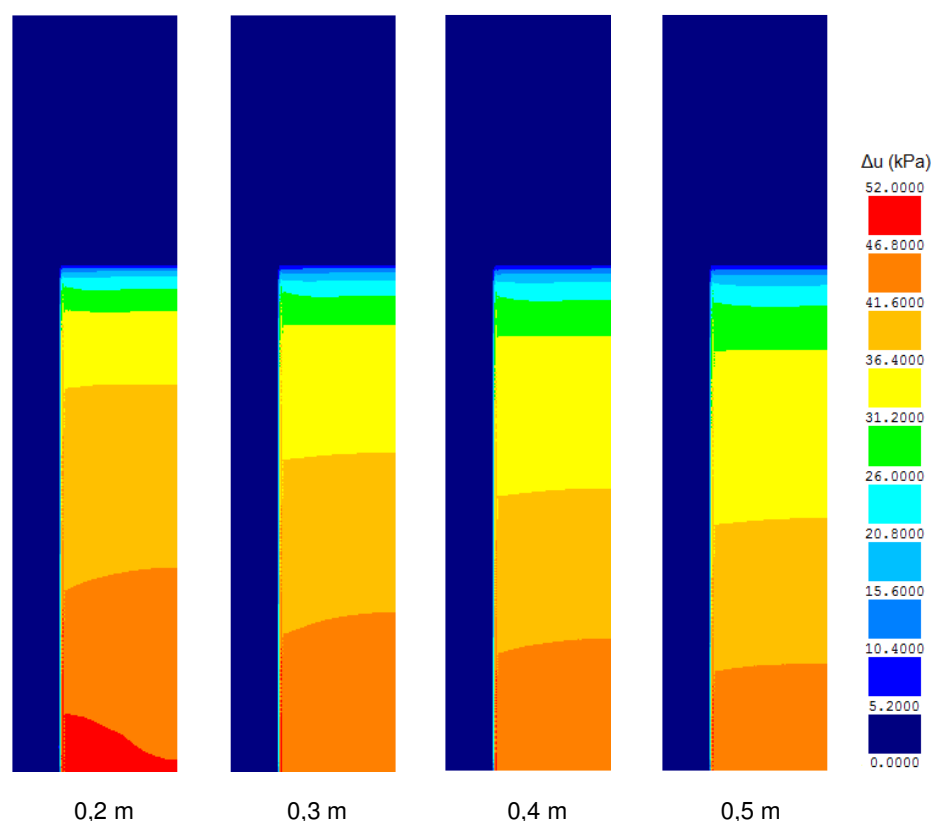


Fig. 5.27 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes alturas da laje de betão armado

5.4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS

5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Analisa-se nesta secção a influência da deformabilidade das colunas no comportamento do problema. A variação paramétrica apresentada compreende cinco cálculos, incluindo o problema base (E0). No Quadro 5.2 apresenta-se o módulo de deformabilidade das colunas para os cinco casos em estudo.

Com este estudo pretende-se analisar a importância deste factor no comportamento do sistema estrutural, nomeadamente nos mecanismos de transferência de tensões, e para que valores do módulo de deformabilidade esta influência é mais significativa.

O reforço de aterros pode ser realizado com colunas de diversos materiais, pelo que se considerou pertinente analisar o comportamento do sistema estrutural para além dos valores do módulo de deformabilidade que caracterizam colunas de jet-grouting, considerando no estudo valores mais elevados, da ordem de grandeza dos que caracterizam também colunas de betão.

Quadro 5.2 – Módulo de deformabilidade das colunas

NOME DO CÁLCULO	E COLUNA (MPa)
E0	150
E1	100
E2	1500
E3	10000
E4	18000

Nesta parametrização, para todos os cálculos, todos restantes parâmetros mantiveram-se constantes.

5.4.2. DESLOCAMENTOS

Na Fig. 5.28 encontram-se representados os assentamentos médios na base da PTC ($z=0\text{m}$) sobre o solo mole e sobre a coluna, para os diferentes cálculos efectuados. A Fig. 5.29 apresenta os correspondentes assentamentos diferenciais máximos.

Os resultados dos assentamentos médios na base da PTC, tanto no solo como na coluna, permitem concluir que, como esperado, a tendência global é a redução dos assentamentos com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna. Esta redução no valor dos assentamentos assume elevada expressão quantitativa quando se passa de $E=100\text{ MPa}$ para $E=1500\text{ MPa}$, sendo menos expressiva para valores superiores a 1500 MPa .

Relativamente ao assentamento diferencial máximo (Fig. 5.29), verifica-se que a deformabilidade da coluna, para os cálculos efectuados, e para as condições do problema, não tem qualquer influência no seu valor. Este facto era esperado, dada a grande proximidade existente entre os assentamentos do solo mole e da coluna de jet-grouting (Fig. 5.28) registada em todos os cálculos, e que origina a existência de um assentamento diferencial máximo constante e de valor igual a 0.05 cm .

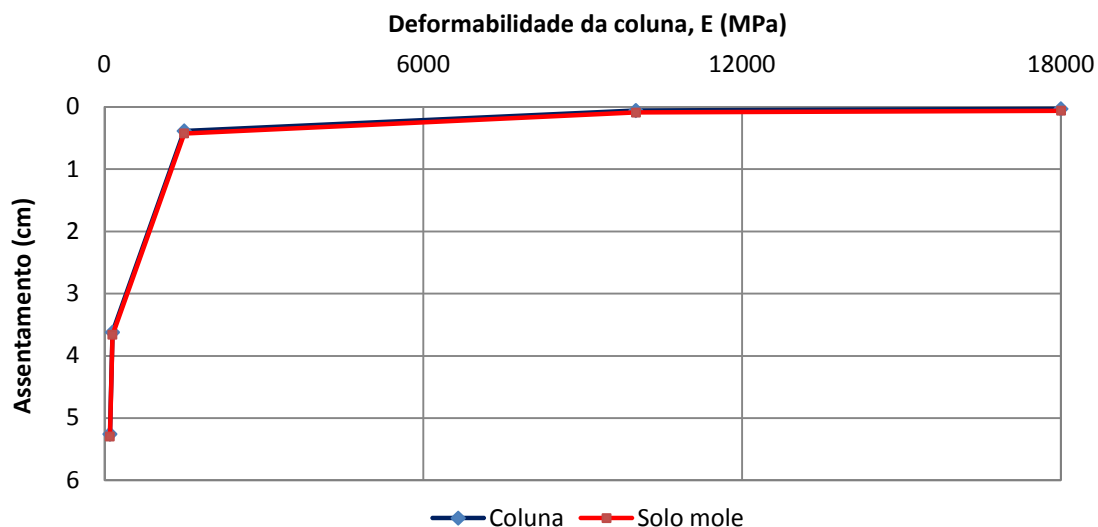


Fig. 5.28 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0m$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

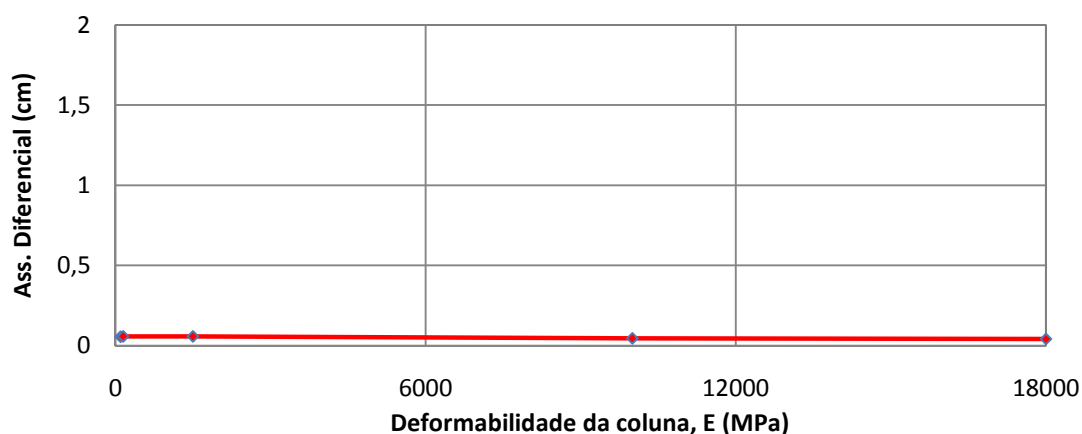


Fig. 5.29 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0m$), para diferentes deformabilidades da coluna

As Fig.s 5.30 e 5.31 apresentam a evolução no tempo dos assentamentos médios na base da PTC ($z=0m$) na coluna e no solo mole, para todos os cálculos efectuados. Estes resultados, como seria expectável, permitem referir que a deformabilidade da coluna introduz também alterações significativas na evolução no tempo dos assentamentos.

As colunas com deformabilidade superior a 1500 MPa apresentam um comportamento semelhante tanto na coluna como no solo mole. A partir aproximadamente das 20 semanas os assentamentos já atingiram um valor muito próximo do assentamento final. Para as colunas mais deformáveis esta estabilização do assentamento médio ocorre apenas ao fim das 60 semanas.

As curvas para as deformabilidades de 10000 e 18000 MPa praticamente sobrepõem-se, pelo que se conclui que, para as condições deste problema, a partir do valor do módulo de deformabilidade de 10000 MPa o aumento do valor deste parâmetro não introduz alteração significativa nos assentamentos médios.

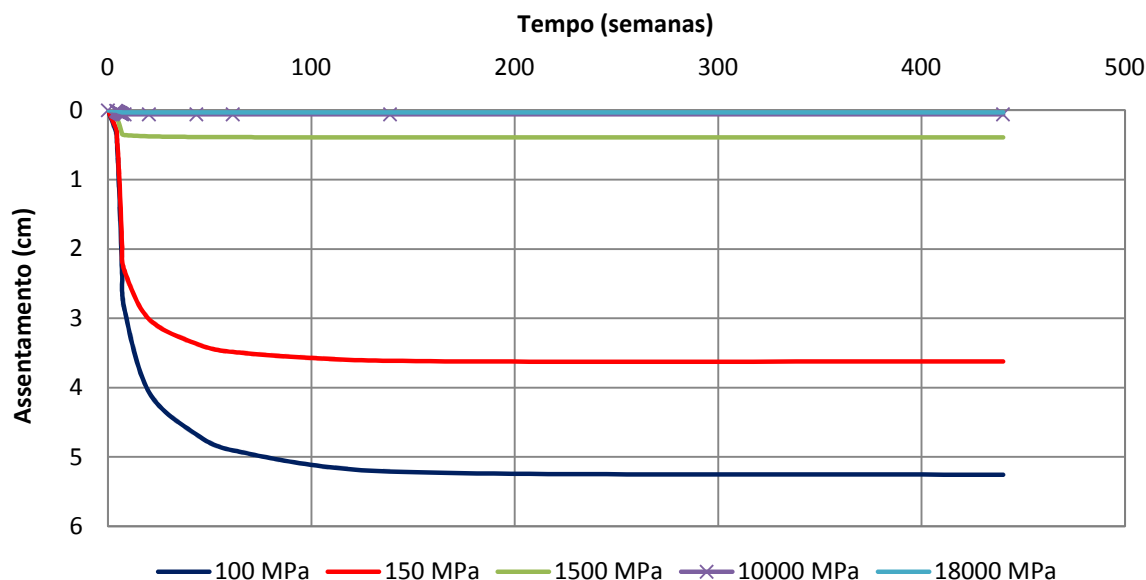


Fig. 5.30 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0\text{m}$, para diferentes deformabilidades da coluna

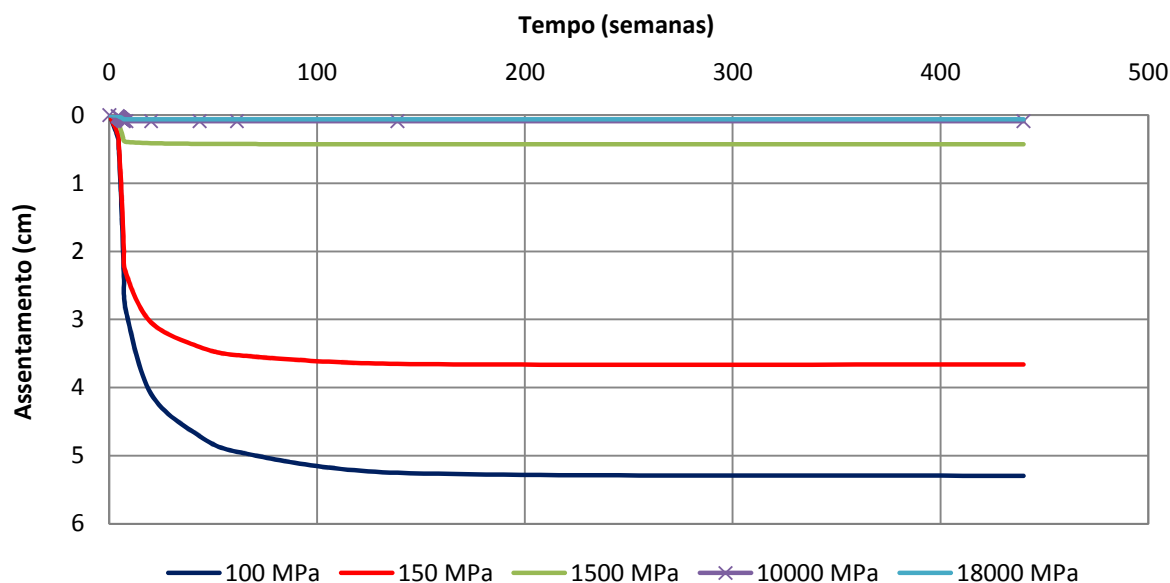


Fig. 5.31 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0\text{m}$, para diferentes deformabilidades da coluna

A avaliação da velocidade de consolidação nos diferentes cálculos é apresentada na Fig. 5.32. Pela análise da figura constata-se que o processo de consolidação se efectua mais rapidamente para as colunas mais rígidas, com valor de E entre 1500 e 18000 MPa. Estes resultados estão associados a uma redução da transferência de carga total para o solo mole, levando a que valores do módulo de deformabilidade mais elevados apresentem um processo de consolidação mais rápido.

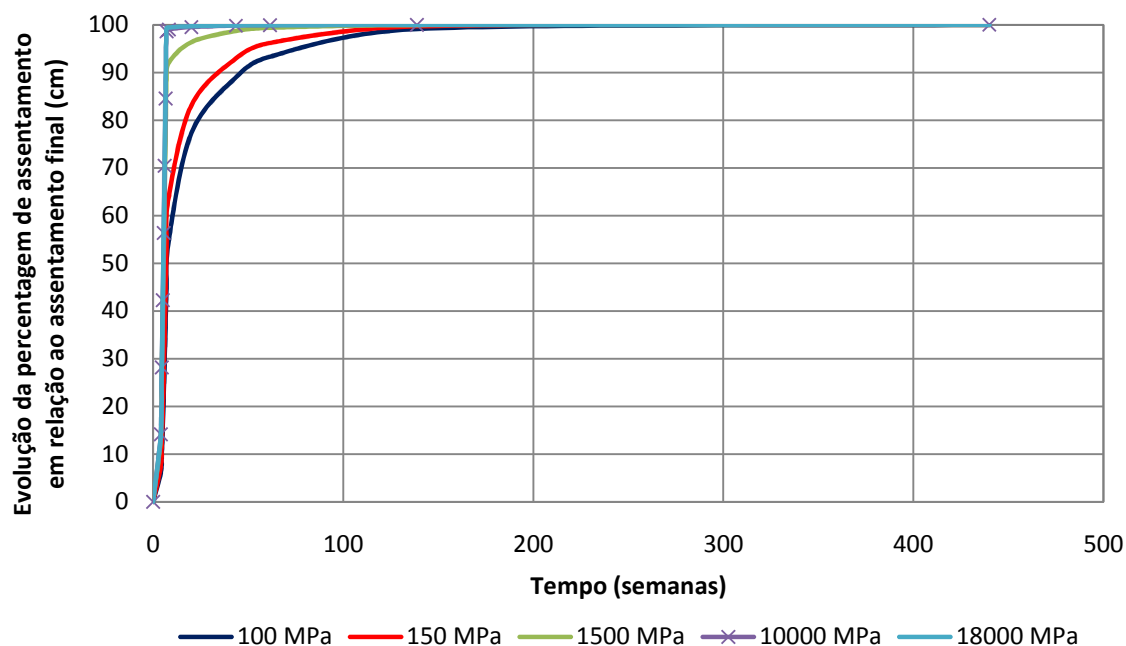


Fig. 5.32 – Evolução da percentagem de assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) em relação ao assentamento médio final, para diferentes deformabilidades da coluna

5.4.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

A Fig. 5.33 mostra que o coeficiente de efeito de arco mantém-se praticamente inalterável com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna. Dado o assentamento máximo diferencial ser praticamente nulo e desprezável (Fig. 5.29), este comportamento seria expectável.

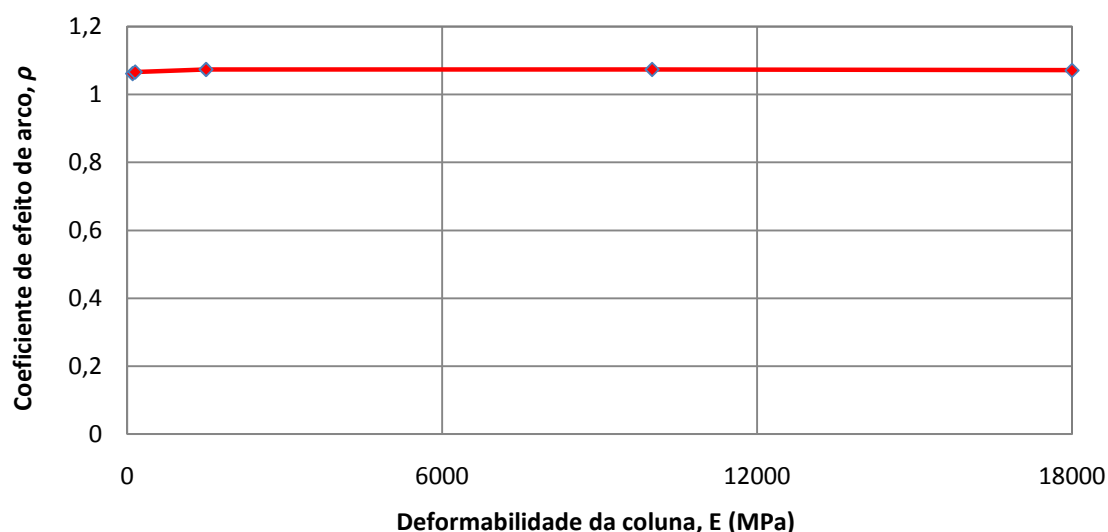


Fig. 5.33 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

5.4.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE

A Fig. 5.34 mostra que a percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole (ρ_i), no final da consolidação, diminui com o aumento da rigidez da coluna. Este facto está relacionado, naturalmente, com os menores deslocamentos da face inferior da laje para maiores rigidezes das colunas (Fig. 5.28), o que implica menores acções desta sobre o solo mole.

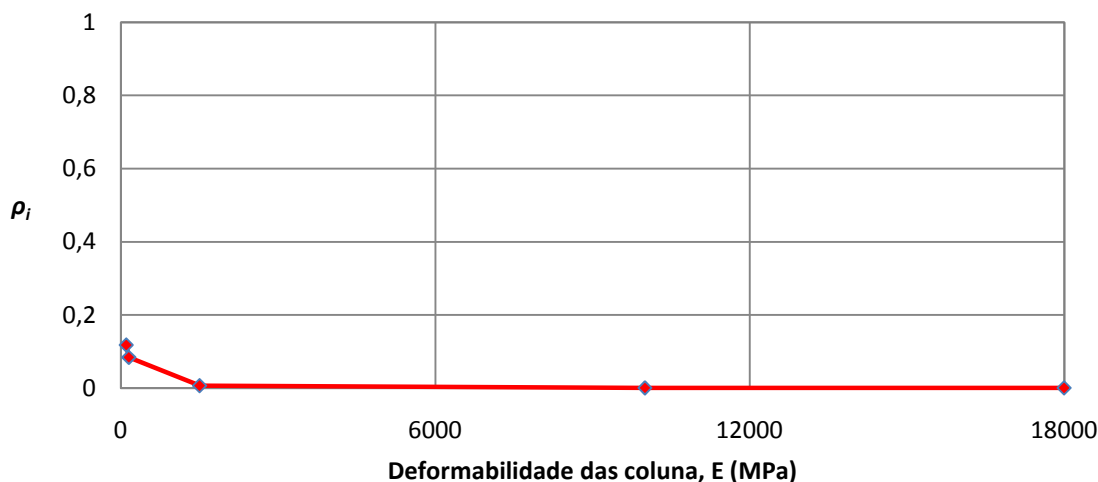


Fig. 5.34 – ρ_i , no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

5.4.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO

As tensões horizontais e os momentos flectores na laje de betão armado, no final da consolidação, para os diferentes cálculos são apresentados na Fig.s 5.35 e 5.36, respectivamente.

Pela observação das figuras constata-se que as tensões horizontais e os momentos flectores apresentam um comportamento “irregular” face à variação da deformabilidade da coluna. No caso das colunas mais rígidas, isto é, com valor de E entre 1500 e 18000 MPa, regista-se uma alteração da forma do diagrama de momentos flectores. Esta alteração tem origem no grande valor de rigidez da coluna, que por sua vez, provoca uma concentração de tensões (Fig. 5.35) e correspondentemente uma translação do valor máximo de momento negativo para o alinhamento da interface coluna/solo mole ($x=0,65m$).

Para valores de E compreendidos entre 100 e 150 MPa, o sistema estrutural continua a comportar-se de igual forma ao que sucedia no problema base (E0), onde a laje de betão armado funciona, globalmente, como uma laje fungiforme duplamente encastrada nos pontos correspondentes aos eixos das colunas de jet-grouting e sujeita às cargas verticais do aterro executado sobre ela.

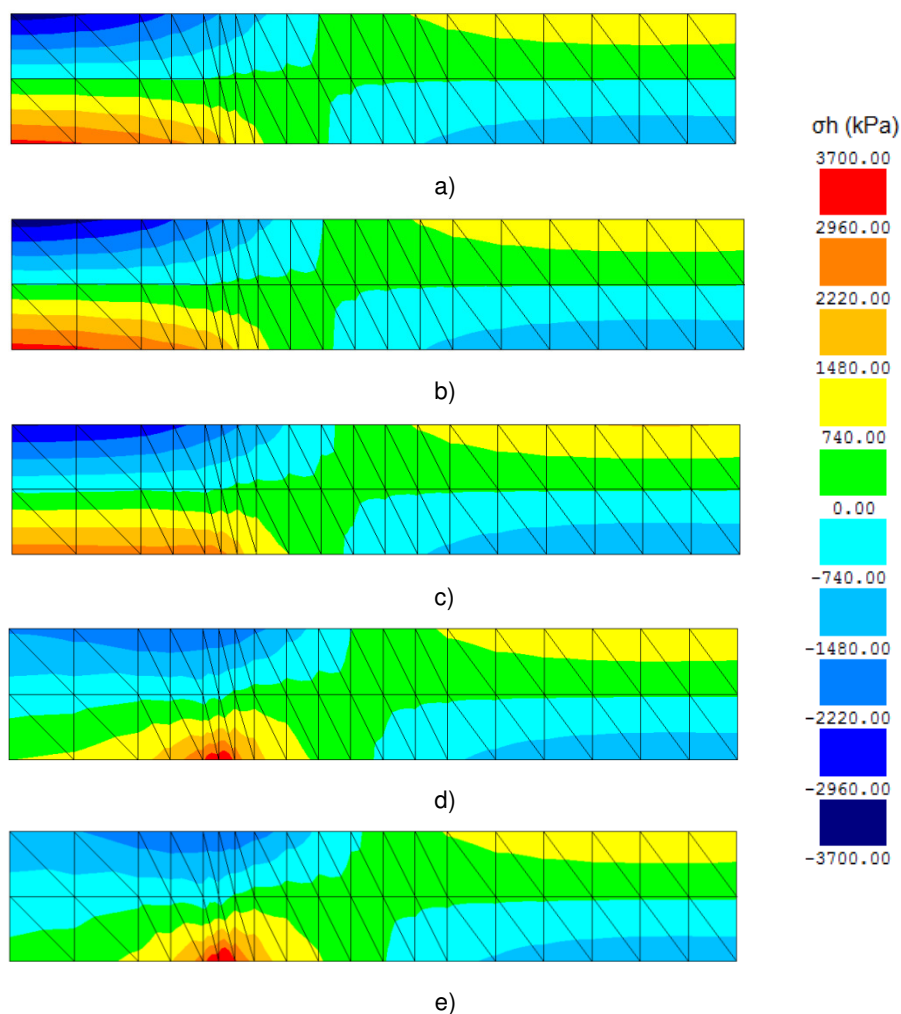


Fig. 5.35 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) E1; b) E0; c) E2; d) E3; e) E4

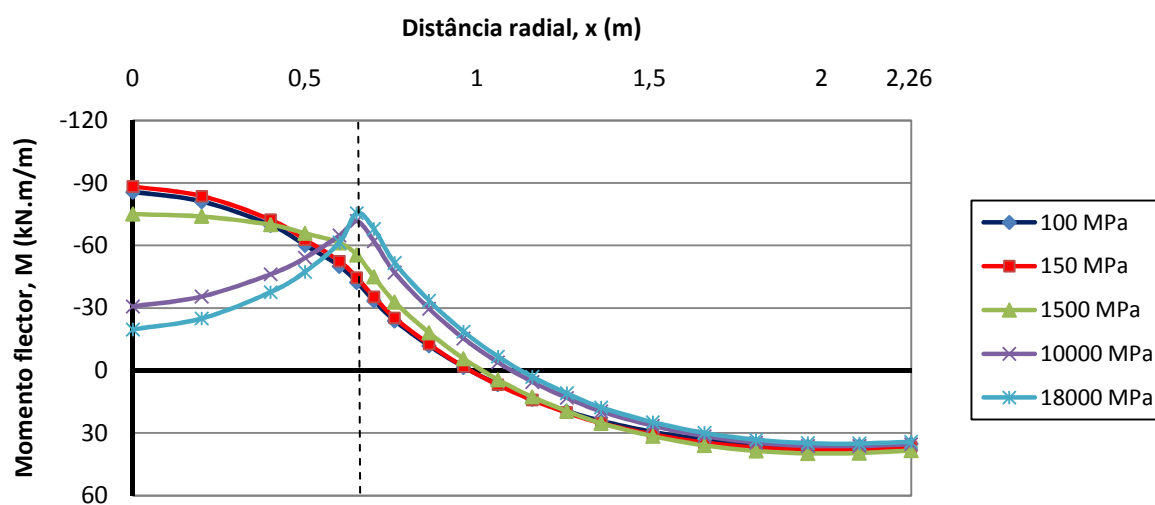


Fig. 5.36 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

5.4.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

A Fig. 5.37 mostra que o coeficiente de eficácia do sistema de reforço aumenta até o módulo de deformabilidade das colunas atingir o valor de 1500 MPa. Para colunas mais rígidas, a eficiência do sistema é praticamente constante e de valor 0.98.

O aumento da eficácia do sistema de reforço com o aumento da rigidez das colunas está directamente relacionado com a diminuição do coeficiente ρ_i (percentagem de carga aplicada pela laje na superfície do solo mole), como se viu anteriormente no ponto 5.4.4.

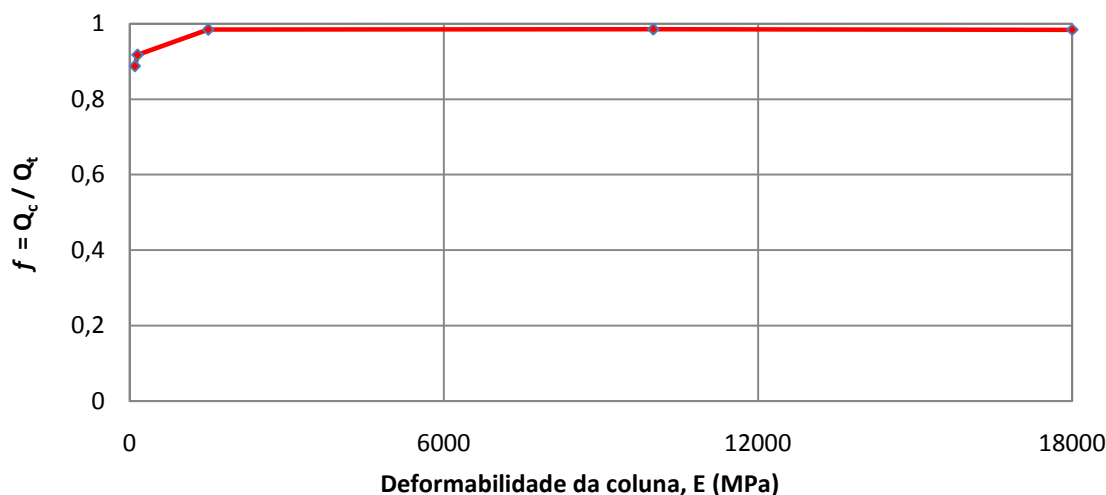


Fig. 5.37 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

5.4.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS

Como seria expectável, pelos resultados das secções anteriores (5.4.2 e 5.4.6), o coeficiente de redução de assentamentos (CRA) diminui com o aumento do módulo da deformabilidade das colunas (Fig. 5.38). Logo, quanto mais rígidas forem as colunas que constituem a solução de reforço, maior é a eficácia do sistema em termos de assentamentos e, consequentemente, menor risco está associado a eventuais obras executadas na plataforma do aterro. O valor de CRA obtido para E igual a 18000 MPa foi de 8.5×10^{-4} .

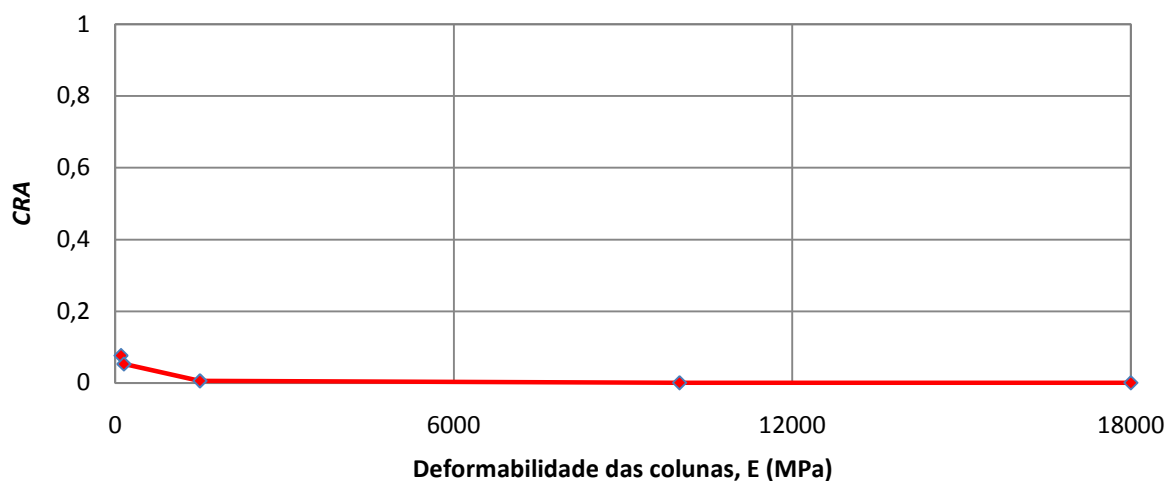


Fig. 5.38 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

5.4.8. NÍVEIS DE TENSÃO

As Figs. 5.39 e 5.40 mostram os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação para todos os cálculos.

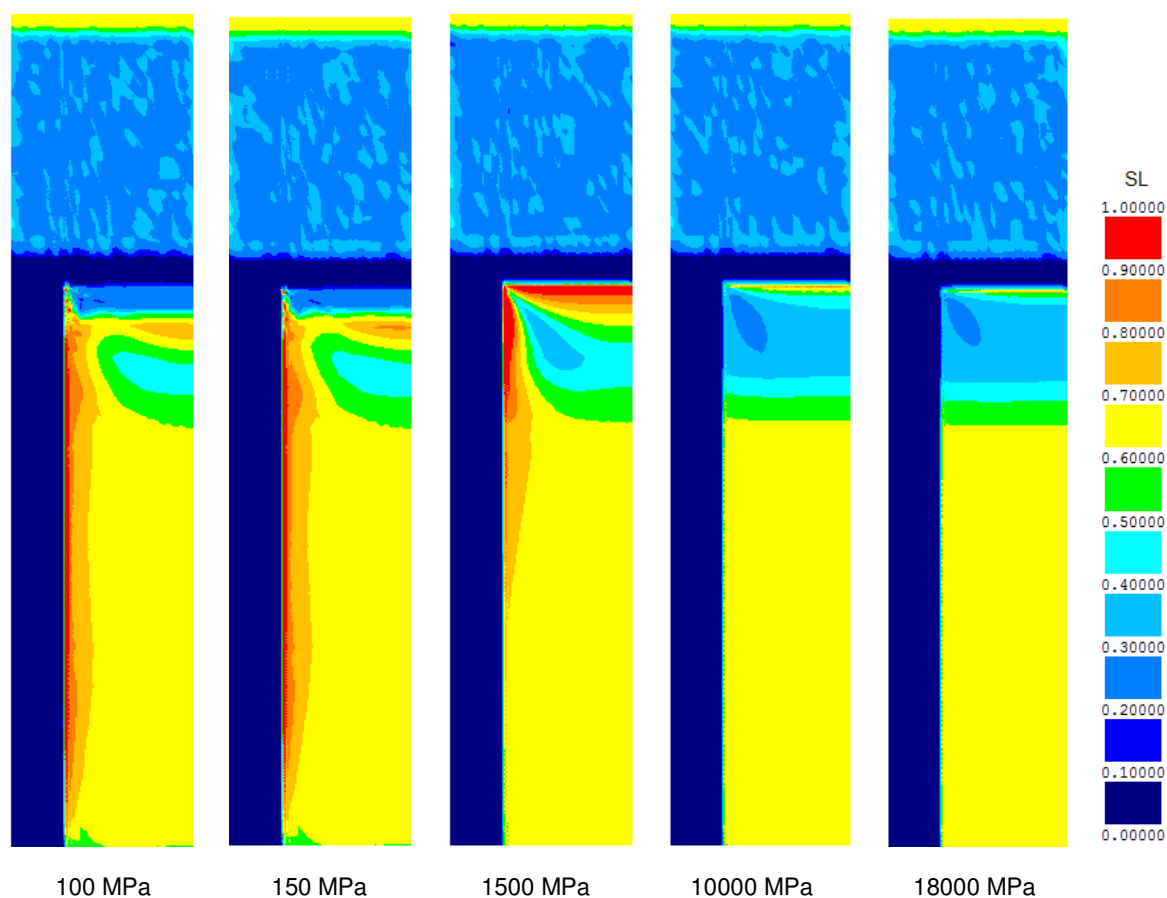


Fig. 5.39 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna

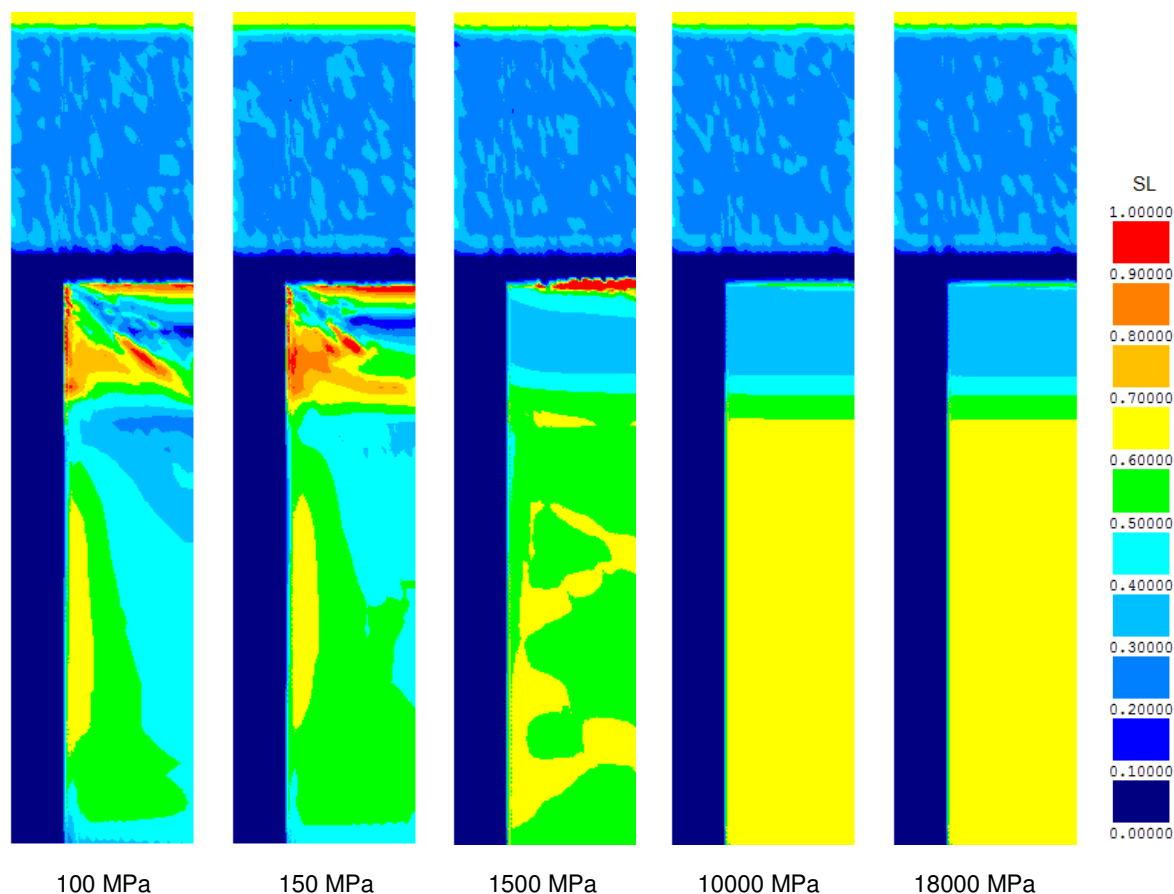


Fig. 5.40 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

Pela análise das figuras, os níveis de tensão diminuem com o aumento da rigidez da coluna. Este comportamento é expectável, uma vez que, como já se referiu, se regista uma diminuição da percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole (Fig. 5.34) e, correspondentemente, um aumento da eficácia do sistema de reforço (Fig. 5.37). Este aumento de eficácia é traduzido da seguinte maneira: à medida que aumenta a rigidez da coluna aumenta também a carga suportada pela coluna (Q_c), solicitando assim menos o solo mole, o que se traduz em menores níveis de tensão. De realçar ainda, a igualdade das colorações em dois casos, nomeadamente os cálculos E1 e E0 (dada a proximidade dos valores de deformabilidade) e também os cálculos E3 e E4 (uma vez que, a partir de valor do módulo de deformabilidade de 10000 MPa, nas condições deste problema, o aumento da deformabilidade da coluna não introduz alterações significativas no comportamento do sistema estrutural).

5.4.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.41 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final do processo construtivo. Verifica-se que quando a coluna é mais deformável ($E=100\text{MPa}$) se observa um excesso de pressão neutra máximo de 56.4 kPa, superior ao observado para os outros cálculos com colunas menos deformáveis.

Esta diferença deve-se, naturalmente, ao facto de que as colunas mais rígidas “chamam” para si mais carga, aliviando a acção que se transmite para o solo mole saturado durante a construção, isto é, gerando menores excessos de pressão neutra no solo mole.

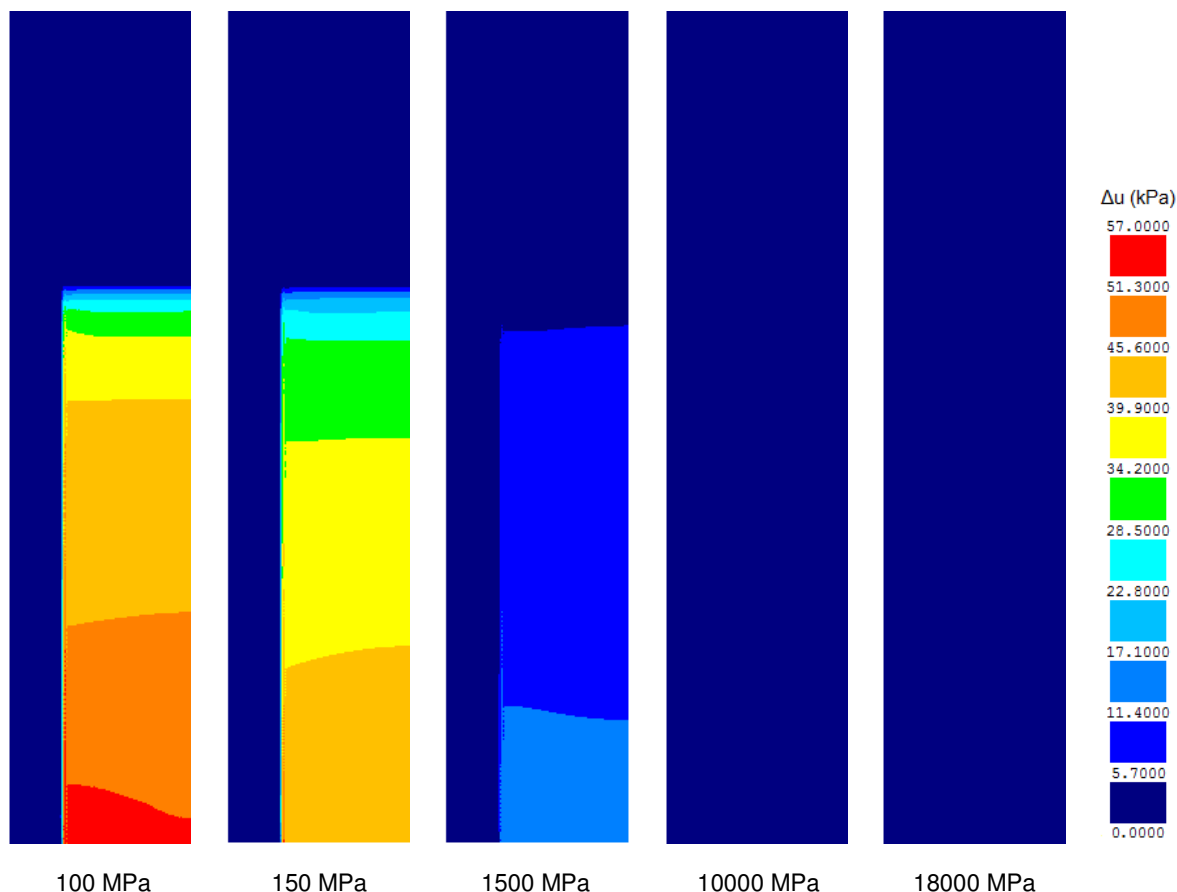


Fig. 5.41 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes deformabilidades da coluna

5.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS

5.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O espaçamento entre colunas e, consequentemente, a área de influência de cada coluna, é um dos parâmetros com maior influência no comportamento do sistema estrutural. O aumento da área de influência da coluna na célula unitária resulta numa maior carga a ser suportada pelos elementos de reforço e pelo solo mole.

No problema base foi considerado um espaçamento entre colunas em malha quadrangular de 4 m, correspondendo a um raio da célula unitária igual a 2,26 m. Com o objectivo de avaliar a influência deste parâmetro no comportamento do sistema estrutural, neste estudo foram considerados outros três espaçamentos entre colunas. Assim, efectuaram-se análises numéricas para os seguintes espaçamentos entre colunas:

- 4 m (cálculo L0);
- 3 m (cálculo L1);
- 5 m (cálculo L2);
- 6 m (cálculo L3).

Uma vez mais, para todos os cálculos, os restantes parâmetros mantiveram-se constantes.

5.5.2. DESLOCAMENTOS

Os assentamentos médios na base da PTC ($z=0\text{m}$) crescem com o aumento do espaçamento entre colunas de jet-grouting, sendo este crescimento ligeiramente mais acentuado no solo mole, como seria de esperar, que no topo da coluna (Fig. 5.42). A variação dos assentamentos é aproximadamente linear com o aumento do espaçamento entre colunas, registando-se para o topo da coluna uma variação entre 2.08 e 7.69 cm, quando se passa do cálculo L1 para o cálculo L3, respectivamente. Enquanto que, o assentamento no solo mole varia entre 2.09 e 7.91 cm quando se passa do cálculo L1 para o cálculo L3, respectivamente.

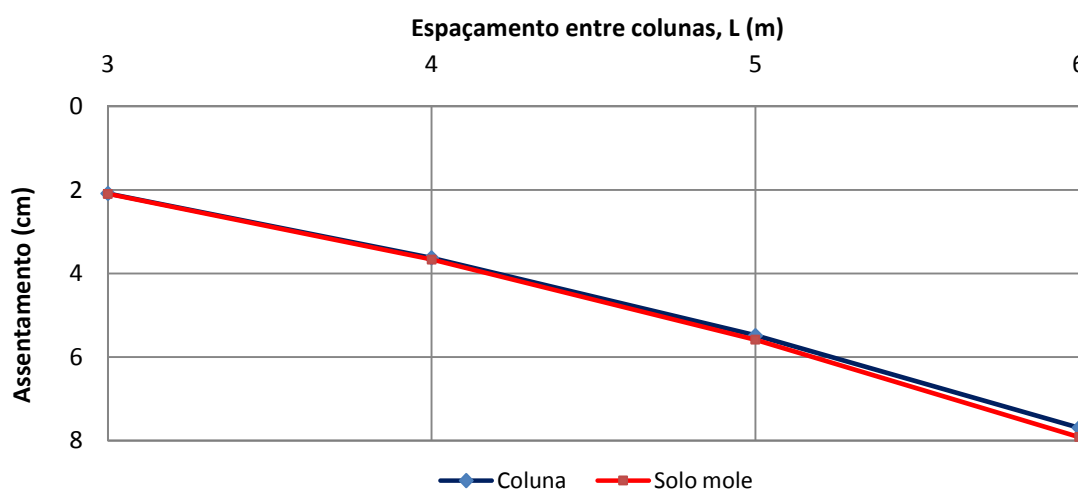


Fig. 5.42 – Assentamento médio do solo mole e da coluna, na base da PTC de betão armado ($z=0\text{m}$), no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

A Fig. 5.43 mostra o assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão ($z=0\text{m}$), para diferentes espaçamentos entre colunas. Como esperado face aos resultados da Fig. 5.42, verifica-se que o assentamento diferencial aumenta com o aumento do espaçamento entre colunas. Sendo que o maior valor é registado para o cálculo L3 e vale 0.3 cm.



Fig. 5.43 – Assentamento diferencial máximo entre o solo mole e a coluna de jet-grouting, na base da laje de betão armado ($z=0m$), para diferentes espaçamentos entre colunas

Apresentam-se nas Fig.s 5.44 e 5.45 as evoluções dos assentamentos médios na base da PTC ($z=0m$) ao longo do tempo, na coluna e no solo mole, respectivamente, para os cálculos de L0 a L3.

Observa-se que quanto maior é a área de influência das colunas mais demorado é o processo de consolidação, demorando pois mais tempo a estabilização dos assentamentos. Isto acontece porque, como se verá à frente, não só é maior o volume de solo mole em consolidação, como também é maior a carga aplicada no solo mole (menor eficácia na transferência de carga para as colunas), o que origina, no final da construção, maiores excessos de pressão neutra (ver à frente Fig. 5.55).

Para explicar melhor a evolução comparativa do assentamento médio no solo mole relativamente ao assentamento médio no final da consolidação, para todos os cálculos efectuados, apresenta-se na Fig. 5.46 a evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para os diferentes espaçamentos entre colunas. Verifica-se que 1,2 anos (61,4 semanas) após o início da obra, para o cálculo L1, o assentamento médio no solo mole já atingiu 98,6% do assentamento médio final, enquanto que no cálculo L0 se processou 96,2%; no cálculo L2, 93,3% e no cálculo L3 apenas 89%.

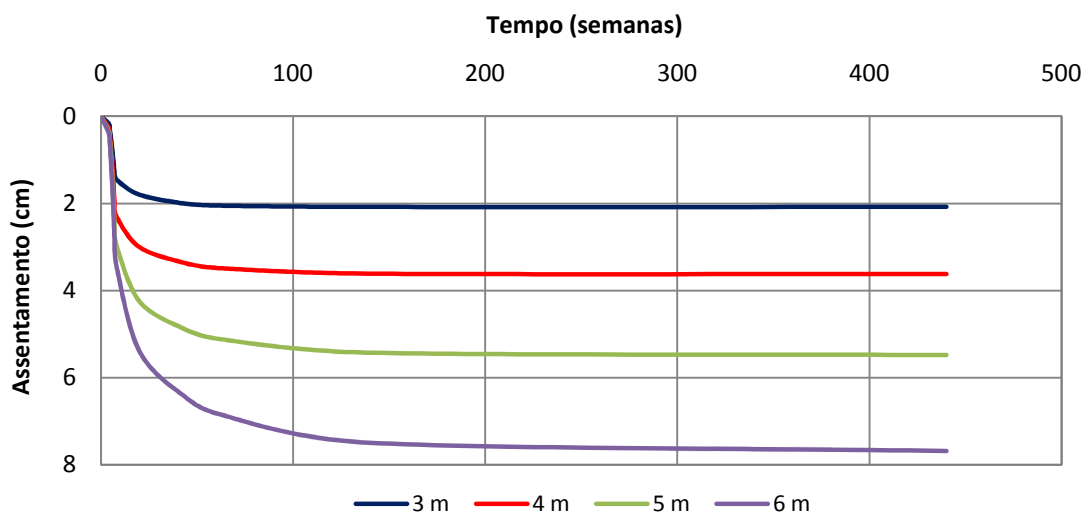


Fig. 5.44 – Evolução temporal do assentamento médio na coluna de jet-grouting, na profundidade $z=0m$, para diferentes espaçamentos entre colunas

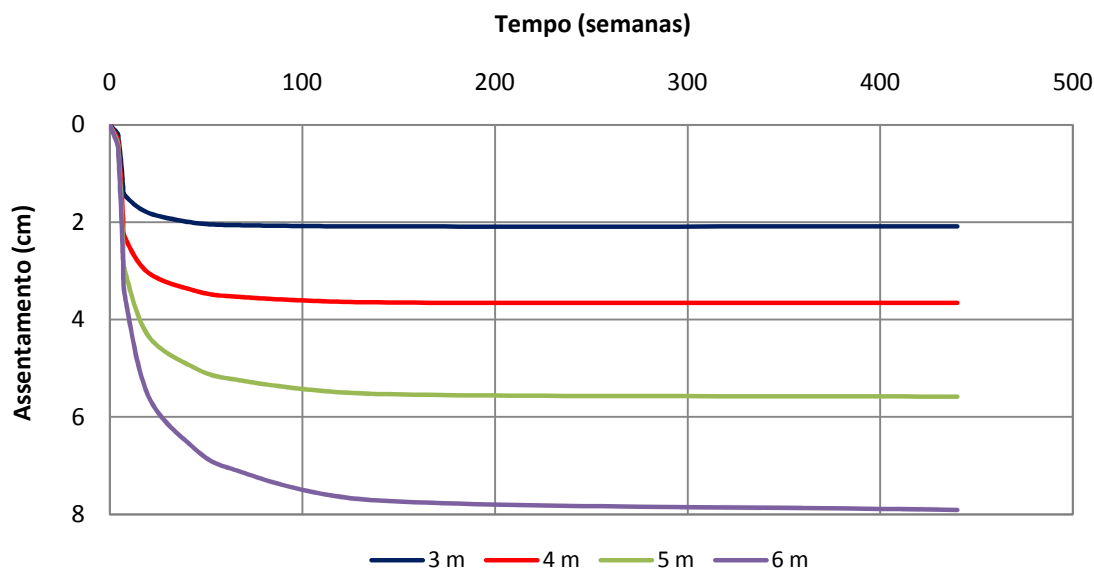


Fig. 5.45 – Evolução temporal do assentamento médio no solo mole, na profundidade $z=0m$, para diferentes espaçamentos entre colunas

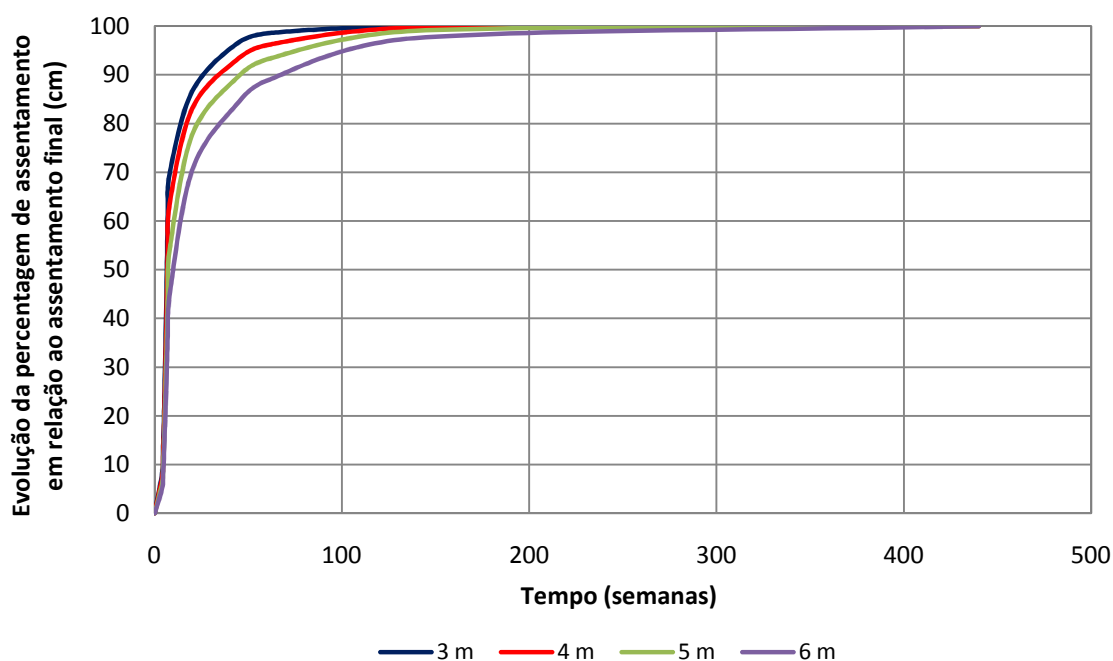


Fig. 5.46 – Evolução da percentagem de assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) em relação ao assentamento médio final, para diferentes espaçamentos entre colunas

5.5.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

O coeficiente de efeito de arco é pouco influenciado pelo aumento do espaçamento entre colunas (Fig. 5.47). Registrando-se que quando o espaçamento entre colunas passa de 3 para 6 m, o valor de ρ varia entre 1.08 e 1.03, respectivamente. Esta ligeira variação é originada pela existência de uma redistribuição de esforços na massa de aterro associada a um maior assentamento diferencial máximo

para maiores vãos entre colunas (Fig. 5.43). Contudo, verifica-se que o valor de ρ continua muito próximo do valor teórico de 1, situação em que não existe qualquer efeito de arco na massa de aterro.

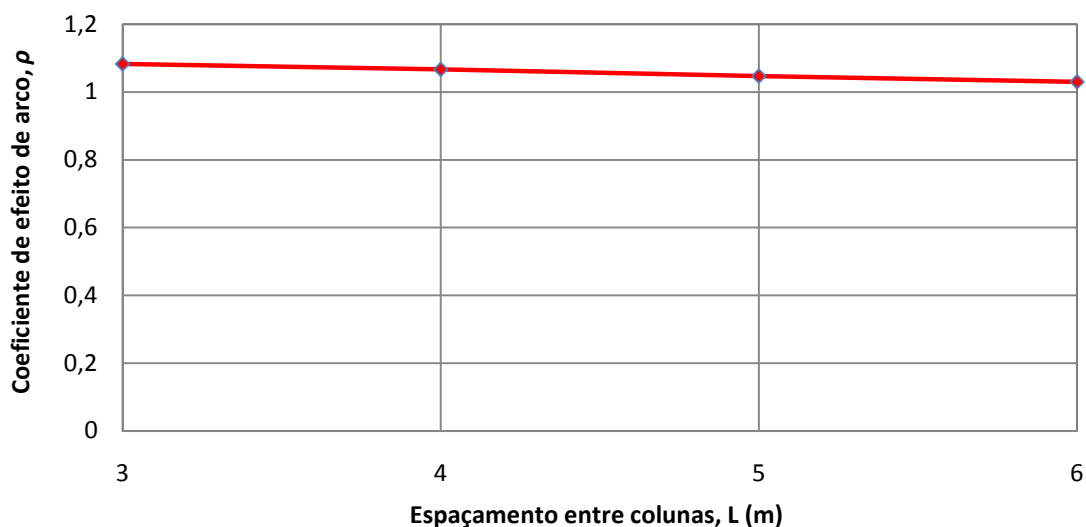


Fig. 5.47 – Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre as colunas

5.5.4. PERCENTAGEM DE CARGA APLICADA PELA LAJE DE BETÃO ARMADO NA SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE

A percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole (ρ_i), no final da consolidação, aumenta ligeiramente com o aumento do espaçamento entre colunas de jet-grouting (Fig. 5.48). Regista-se um valor de 0.06 para $L=3m$ e de 0.14 para $L=6m$.

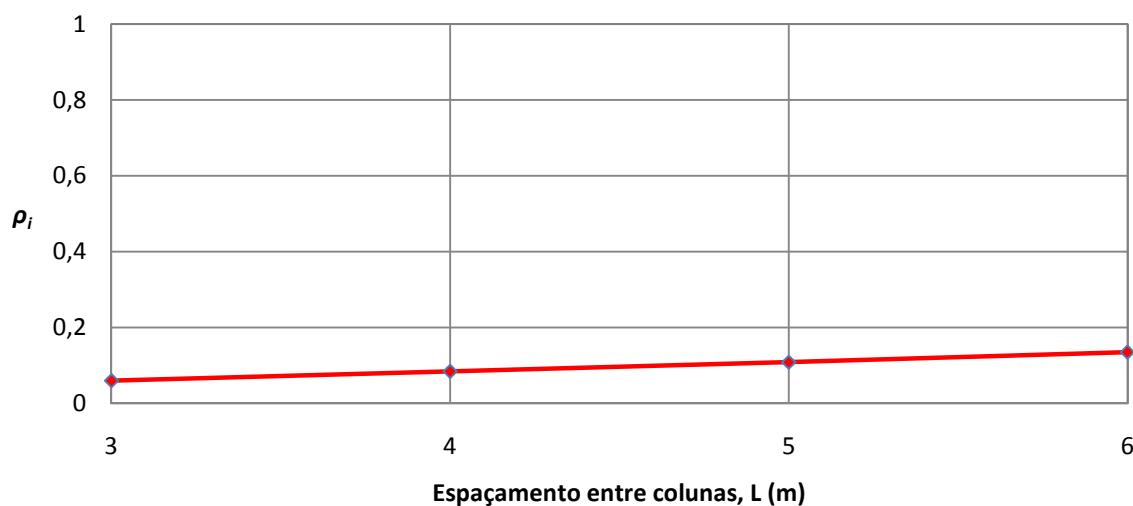


Fig. 5.48 – ρ_i no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

5.5.5. TENSÕES HORIZONTAIS E MOMENTOS FLECTORES NA LAJE DE BETÃO ARMADO

As tensões horizontais e os momentos flectores na laje de betão armado, no final da consolidação, para os diferentes cálculos, aumentam com o aumento do espaçamento entre as colunas de jet-grouting (Fig. 5.49 e 5.50, respectivamente). Este comportamento seria esperado, uma vez que, pela observação da Fig. 5.50 a laje de betão armado continua a funcionar, globalmente, como uma laje fungiforme apoiada nas colunas e sujeita às cargas verticais do aterro executado sobre ela, existindo assim, aproximadamente, proporcionalidade entre o valor do momento flector e o quadrado do comprimento do vão.

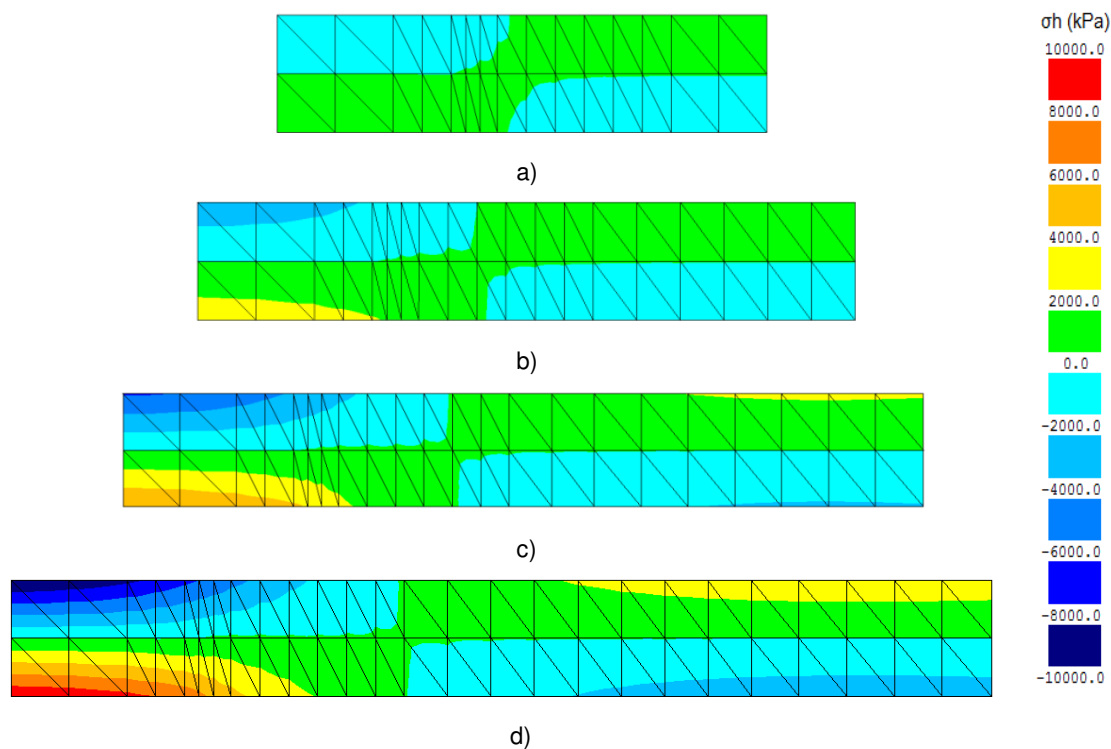


Fig. 5.49 – Tensão horizontal na laje de betão armado, σ_h , no final da consolidação, para o cálculo: a) L1; b) L0; c) L2; d) L3

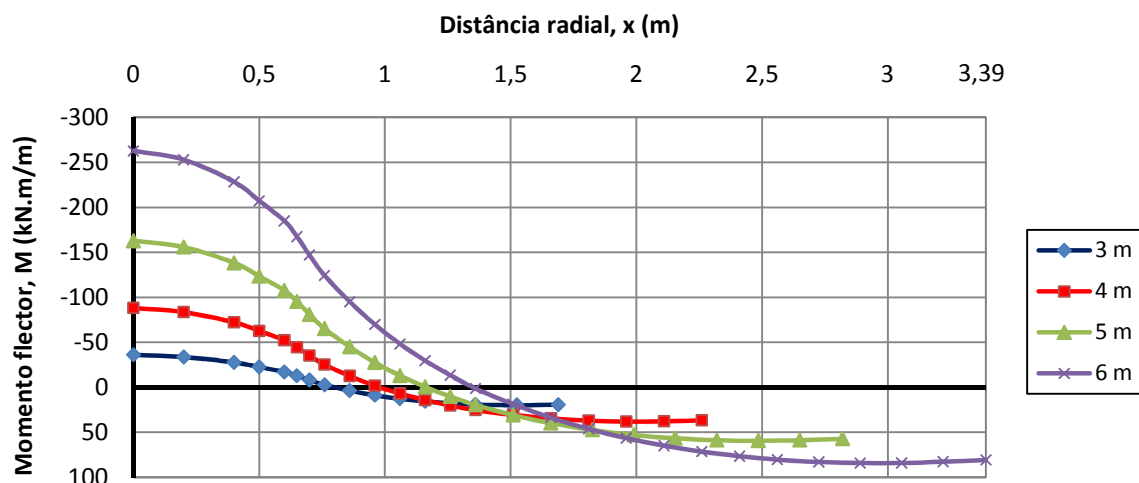


Fig. 5.50 – Momentos flectores na laje de betão armado, em função da distância radial, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

5.5.6. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

Como esperado, o coeficiente de eficácia do sistema de reforço diminui com o aumento do espaçamento entre colunas (Fig. 5.51). Este comportamento está intimamente relacionado com a redução de carga que é transmitida directamente para o topo das colunas pela acção da laje de betão armado, aumentando assim, a parcela de carga transmitida para o solo mole de fundação e, em consequência, diminuindo a eficácia do sistema de reforço.

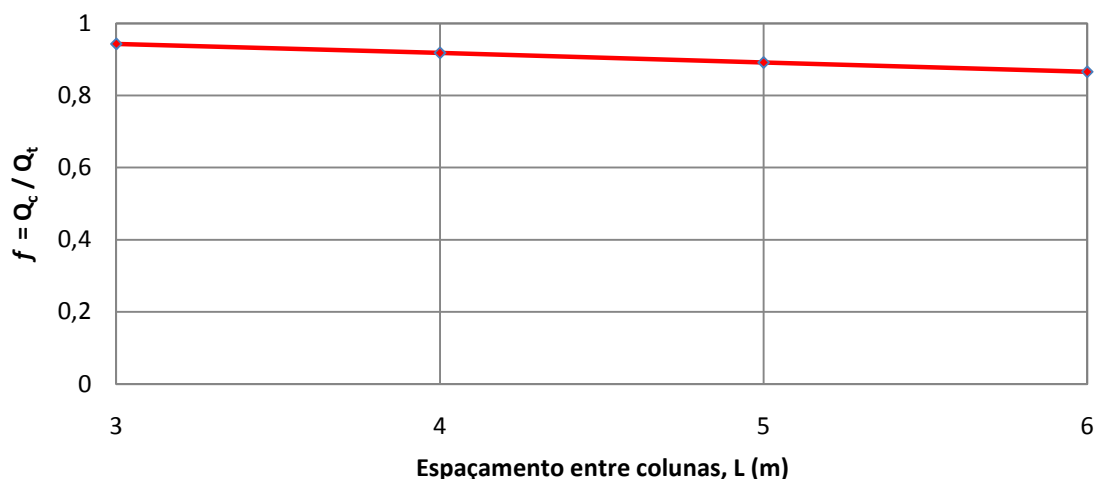


Fig. 5.51 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

5.5.7. COEFICIENTE DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS

Como seria expectável, pelos resultados das secções anteriores (5.5.2 e 5.5.6), o coeficiente de redução de assentamentos (*CRA*) aumenta com o aumento do espaçamento entre colunas de jet-grouting (Fig. 5.52). Logo, quanto maior for o comprimento do vão entre colunas, menor é a redução de assentamentos por parte do sistema de reforço. No entanto, em termos práticos, os valores de *CRA* continuam muito baixos, mesmo para espaçamentos elevados entre colunas, o que comprova a eficácia desta solução no que respeita à redução dos assentamentos.

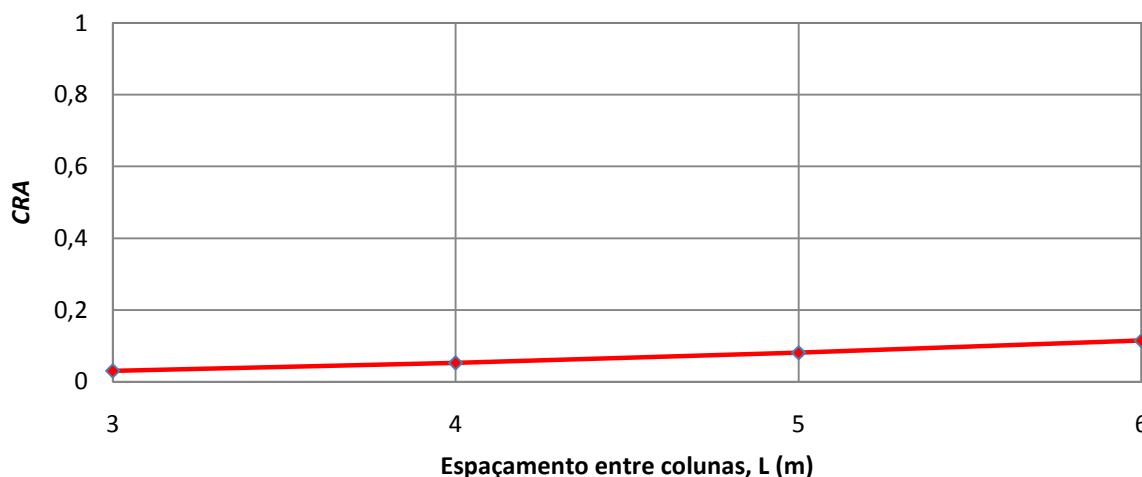


Fig. 5.52 – Coeficiente de redução de assentamentos, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades da coluna

5.5.8. NÍVEIS DE TENSÃO

Na Fig. 5.53 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados no final do processo construtivo para os quatro cálculos efectuados. É possível observar que na interface coluna/solo mole, o solo se encontra em estado crítico em todos os cálculos. Verifica-se que este parâmetro não afecta significativamente as zonas de solo em rotura, registando-se a constância, nos mapas de coloração, das zonas em estado crítico.

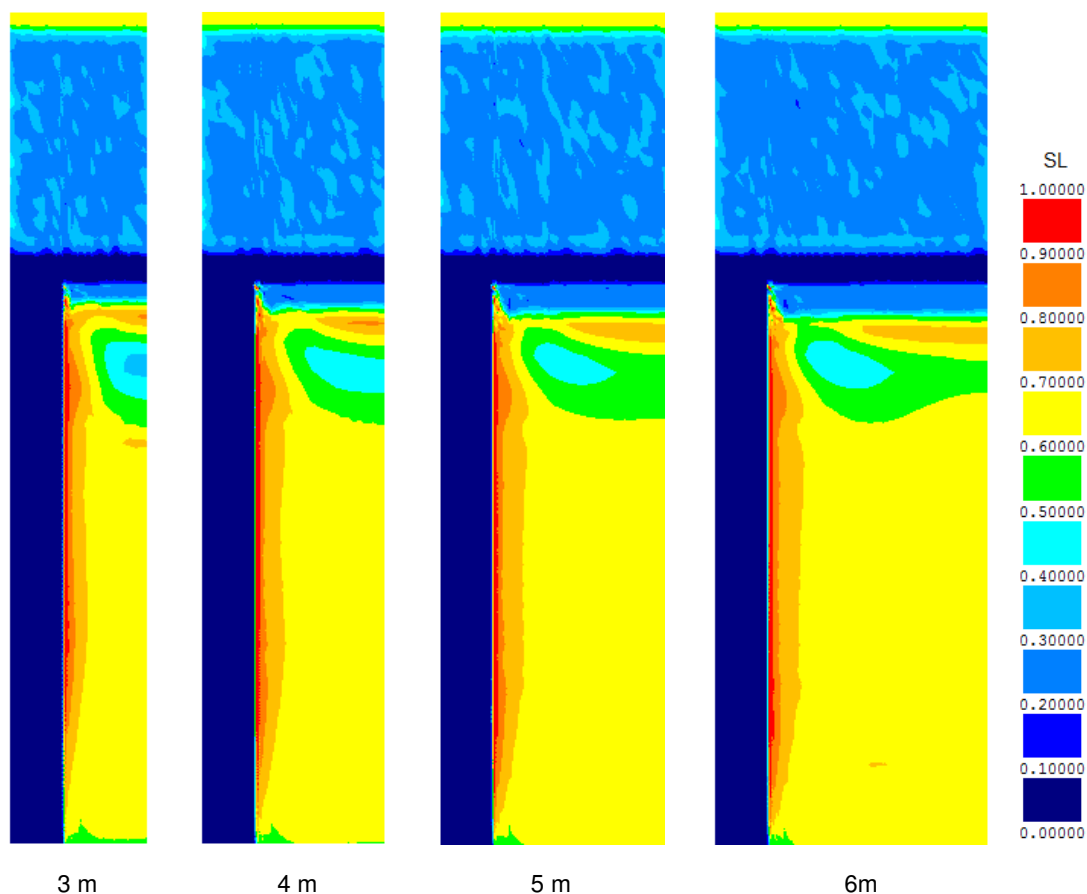


Fig. 5.53 – Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas

Na Fig. 5.54 mostram-se os níveis de tensão no final do processo de consolidação para os quatro cálculos efectuados. A observação desta figura permite concluir que existem algumas diferenças entre os resultados dos diversos cálculos, facto que está relacionado com os diferentes valores dos excessos de pressão neutra gerados durante a fase construtiva, como se verá no ponto seguinte.

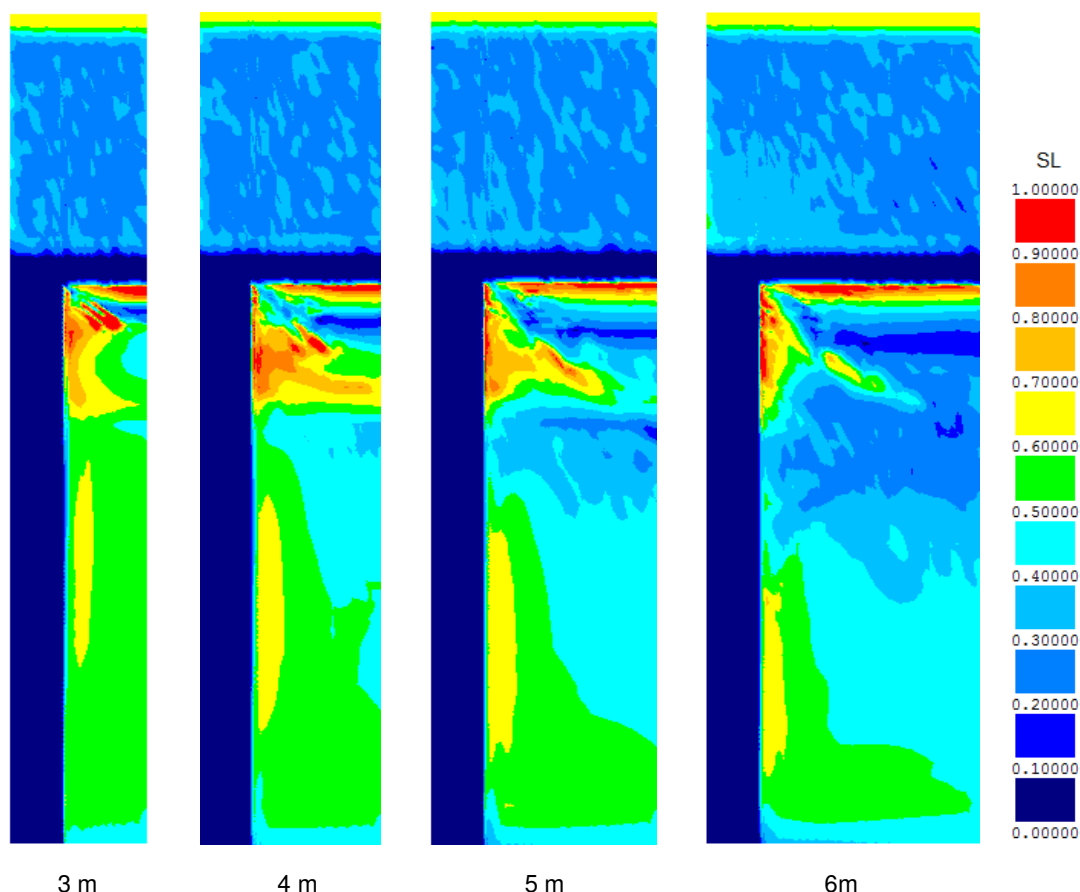


Fig. 5.54 – Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

5.5.9. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.55 é apresentado o campo de excessos de pressão neutra instalado no final da construção, para todos os cálculos efectuados. É possível verificar que quanto maior é a área de influência da coluna, mais elevados são os excessos de pressão neutra no solo mole. Como a transmissão dos esforços para a coluna é mais difícil com o aumento do espaçamento entre colunas e uma maior carga solicita o solo mole (ver Fig. 5.48), verificam-se excessos de pressão neutra mais elevados resultantes duma solicitação praticamente não drenada do solo mole por uma maior carga que não foi transmitida para as colunas.

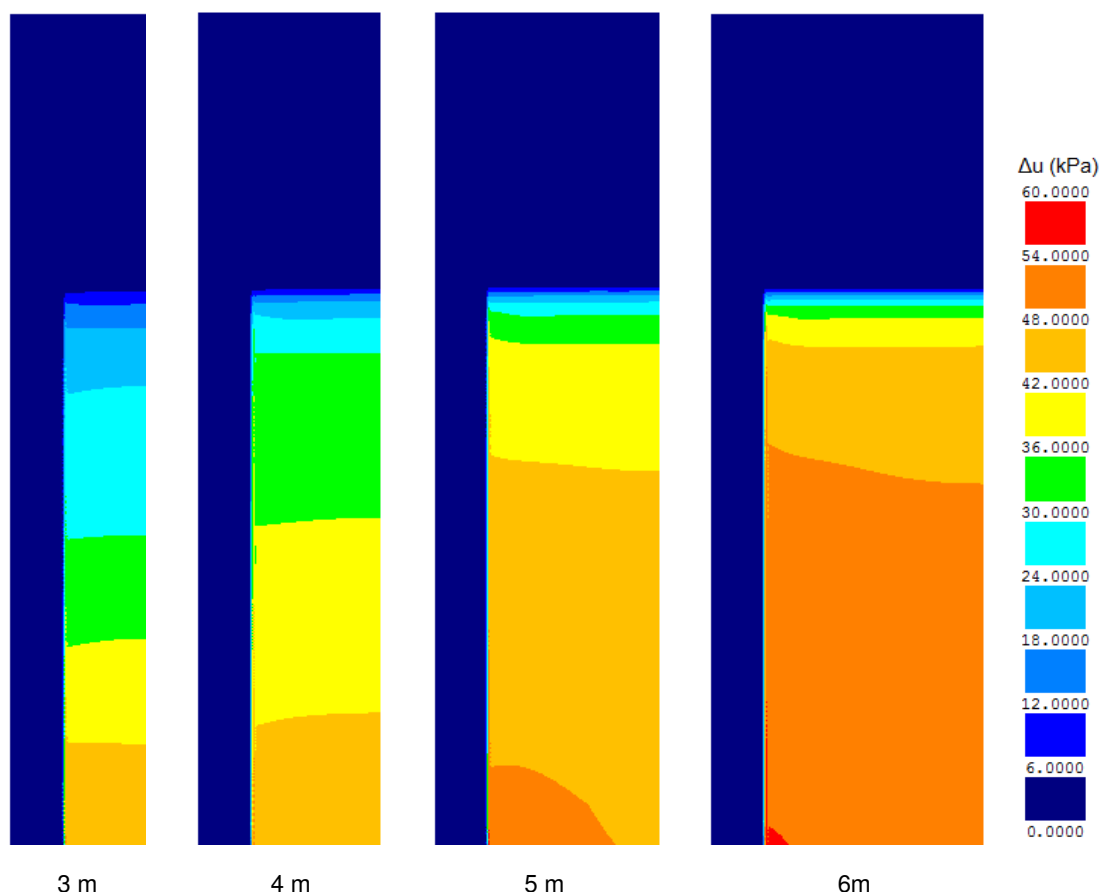


Fig. 5.55 – Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas

5.6. CONCLUSÕES

Neste capítulo foram apresentadas diversas análises paramétricas que procuram explicar a influência dos parâmetros estudados no comportamento de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em betão armado.

Os resultados das análises numéricas demonstraram que a deformabilidade das colunas e o espaçamento entre as colunas são os parâmetros a que a resposta do sistema é mais sensível. Os restantes parâmetros, altura do aterro e altura da laje de betão armado, têm uma influência menor no comportamento do solo reforçado, para as condições do problema estudado.

Relativamente à altura do aterro, constatou-se que tem influência fundamentalmente no assentamento médio na base da PTC ($z=0m$) para a coluna e para o solo mole, que aumentam com a altura do aterro. O assentamento diferencial máximo não é afectado pelo aumento da altura do aterro. Este parâmetro não provoca também alterações significativas nos mecanismos de transferência de tensões, na eficácia do sistema de reforço e, consequentemente, nos níveis de tensão. Com o aumento da carga que solicita o sistema (materializada pela altura de aterro) crescem as tensões horizontais e os momentos flectores na laje de betão armado.

Quanto à altura da laje de betão armado, a resposta do sistema estrutural demonstrou ser mais sensível para lajes com menor espessura, ou seja, lajes mais flexíveis. Na gama de valores estudados, o cálculo B1 (referente à altura da laje de 0,20 m) é o que apresenta maior variação, traduzida em termos de

maior assentamento diferencial e de maiores excessos de pressão neutra no final do período construtivo, fruto do aumento da carga sobre o solo mole.

Os cálculos relativos ao módulo de deformabilidade das colunas permitiram constatar que a influência deste parâmetro no comportamento do sistema é muita significativa em termos globais. Este facto prende-se sobretudo com a diferença de rigidez entre a coluna e o solo mole de fundação. O comportamento do sistema estrutural demonstrou que à medida que se aumenta a rigidez das colunas, existe uma redução significativa no valor dos assentamentos (tanto na coluna como no solo mole), a velocidade do processo de consolidação é mais rápida e a eficácia do sistema de reforço aumenta. De salientar ainda que estes efeitos assumem elevada expressão para colunas com módulo de deformabilidade até 1500 MPa e, constatou-se também, para as condições deste problema, que a partir do valor de E igual a 10000 MPa o aumento do valor deste parâmetro não introduz alterações significativas.

As análises efectuadas aos cálculos com variação do espaçamento entre colunas permitiram verificar que a área de influência das colunas tem grande interferência no assentamento médio na base da PTC. O comportamento diferido no tempo da percentagem de assentamento médio relativamente ao assentamento médio final também é afectado por este parâmetro. Os mecanismos de transferência de carga assumem relativa variação em função do valor do parâmetro, sendo este determinante para a eficácia do sistema de reforço.

Em síntese, os resultados do estudo numérico mostram que, para as condições adoptadas, o assentamento médio na base da laje de betão armado cresce significativamente com o aumento da altura do aterro e da área de influência das colunas de jet-grouting, diminui significativamente para colunas com maior rigidez (com especial expressão até o módulo de deformabilidade de 1500 MPa) e mantém-se praticamente constante para qualquer valor de altura da laje de betão armado.

O coeficiente de efeito de arco mantém-se praticamente uniforme e de valor aproximadamente igual a 1 para todas as análises paramétricas efectuadas. Este facto, para as condições específicas deste problema, está de acordo com a indicação teórica e bibliográfica (Adbullah, 2006), descrita no capítulo 2, que para a solução de reforço com PTC em laje de betão armado não se desenvolve qualquer efeito de arco na massa de aterro, ou seja, que o coeficiente de efeito de arco é igual a 1.

Os resultados do estudo mostraram que os momentos flectores na laje de betão armado aumentam com o aumento da altura de aterro, com o aumento da altura da laje de betão (embora ligeiramente, neste caso) e com o aumento da área de influência das colunas. No caso do aumento da rigidez da coluna, registou-se que a grande diferença de rigidez entre a coluna e solo mole provoca uma translação do valor máximo do momento negativo para o alinhamento da interface coluna/solo mole.

A eficácia do sistema mantém-se praticamente uniforme com o aumento da altura de aterro e com o aumento da altura da laje de betão armado; aumenta com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas até ao valor de 1500 MPa, a partir do qual permanece constante, e diminui com o aumento da área de influência das colunas.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar o presente trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento do conhecimento dos fenómenos associados à construção de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga (PTC) em betão armado, entende-se ser pertinente tecer algumas sucintas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Numa primeira fase, foi realizada uma apresentação dos fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural, assim como da tecnologia de jet-grouting e das características do material tratado.

Recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, foi modelado um problema base usando o conceito de célula unitária ou fundamental, composto por uma coluna de jet-grouting, pelo solo mole envolvente, pela laje de betão armado e pelo aterro, em condições axissimétricas, tendo como objectivo a compreensão do comportamento da obra, durante e após a fase de construção. O modelo numérico baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, tendo em conta as relações constitutivas do solo em termos de tensões efectivas. Para a simulação constitutiva do solo adoptou-se o modelo $p-q-\theta$, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Interpretou-se o comportamento do sistema estrutural, analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos verticais, tensões efectivas, excessos de pressão neutra, momentos flectores na laje, coeficiente de concentração de tensões, coeficiente de efeito de arco e o coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

De forma a aprofundar ainda mais a compreensão do comportamento do sistema estrutural, comparou-se o desempenho do problema base com o desempenho do mesmo problema reforçado com colunas de jet-grouting mas sem utilização de PTC em laje de betão armado, isto é, considerando a transferência de carga feita pelo próprio material de aterro (PTC granular não reforçada). Foi avaliado o mecanismo de transferência de carga na parte superior do sistema estrutural (aterro), e feita a comparação em termos de redução dos assentamentos.

O problema base e as análises paramétricas efectuadas permitiram avaliar o comportamento destas obras e a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema solo-coluna-laje de betão armado, cujas principais conclusões se passam a enunciar.

- não existe praticamente qualquer efeito de arco na massa de aterro, comprovado pelo resultado aproximadamente igual a 1 do coeficiente de efeito de arco, para a solução de reforço com PTC em laje de betão armado;
- a carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas através de dois mecanismos: transferência de carga da laje de betão armado directamente para as colunas e mobilização do mecanismo de efeito de arco no solo mole de fundação (atrito e aderência na superfície lateral das colunas);
- a forma como as tensões são transmitidas para o sistema de reforço, principalmente pela transferência de tensões da laje directamente para as colunas, tem influência na distribuição dos excessos de pressão neutra no solo mole e, consequentemente, nos estados de tensão efectiva. No final da consolidação, os acréscimos de tensão efectiva vertical no solo de fundação são consideravelmente inferiores aos que se encontrariam instalados no problema não reforçado;
- os incrementos de tensão efectiva vertical são muito elevados na coluna de jet-grouting e apresentam valores bastante inferiores na argila, o que vai de encontro ao que se pretende com a introdução desta técnica de reforço de solos moles, isto é, aliviar o solo das tensões introduzidas pelo aterro. Contudo a distribuição de tensões em cada um dos elementos é praticamente uniforme, registando-se uma excepção com significado: na coluna, para a profundidade $z=0\text{m}$, em que se constata que a tensão vertical é superior na extremidade da coluna em comparação com o centro;
- o coeficiente de concentração de tensões não é constante, assumindo comportamentos distintos em profundidade, fruto das transferências de tensões entre a coluna e o solo mole, que se materializam por meio das tensões de corte. Regista-se para a profundidade dos 0 aos 2 m um acréscimo da tensão efectiva vertical na coluna e, correspondentemente, uma diminuição no solo mole, o que origina um aumento do valor FC para este intervalo de profundidade; para o intervalo entre os 3 e os 6 m acontece o inverso, isto é, existe uma diminuição da tensão efectiva vertical na coluna, acompanhada de um aumento da tensão no solo mole, processando-se um efeito de arco “oposto”, que resulta numa transferência de tensão da coluna para o solo mole;
- a técnica de reforço com colunas de jet-grouting encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em solos moles, sob acção de um carregamento exterior, reduz significativamente os assentamentos. Este efeito é especialmente notório na solução de reforço com PTC em laje de betão armado, tendo-se obtido uma redução no valor dos assentamentos na base da PTC (profundidade $z=0\text{m}$) de 94.7% relativamente aos assentamentos do mesmo problema sem qualquer tipo de reforço (sem colunas e sem PTC em betão armado). Este valor permite comprovar a elevadíssima eficácia desta solução de reforço;
- o diagrama de momentos flectores da PTC em betão armado apresenta uma variação bastante regular e com valores muito próximos aos que se obteriam se se tivesse considerado o sistema estrutural como uma laje duplamente encastrada nos apoios (colunas), registando-se apenas a excepção para valores muito elevados de deformabilidade das colunas; neste caso, a grande diferença de rigidez entre a coluna de jet-grouting e solo mole, provoca uma concentração de tensões na coluna e correspondentemente uma translação do valor máximo do momento negativo para o alinhamento da interface coluna/solo mole;
- a deformabilidade das colunas e o espaçamento entre colunas são os parâmetros com maior influência na resposta do sistema;

- o módulo de deformabilidade das colunas (E) tem maior influência na resposta do sistema para colunas mais deformáveis, com módulo de deformabilidade até 1500 MPa;
- a eficácia do sistema de reforço aumenta com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas até ao valor de 1500 MPa, a partir do qual permanece constante, e diminui com o aumento do espaçamento entre colunas;
- a altura do aterro apenas tem influência no valor dos assentamentos, que aumentam com a altura do aterro;
- o assentamento diferencial à superfície do aterro é praticamente nulo e é justificado pela ocorrência de assentamento “em bloco” do sistema estrutural. Este facto é muito importante em termos práticos, na medida que demonstra a elevada adequabilidade desta solução em obras em que não seja admissível a ocorrência de assentamentos diferenciais, como por exemplo aterros adjacentes a encontros de pontes.

Em termos de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se um estudo mais aprofundado sobre os seguintes aspectos:

- a monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com resultados numéricos;
- a realização de análises numéricas bidimensionais e tridimensionais, de forma a melhor simular o comportamento real de certas obras, tendo em conta as dimensões finitas do aterro em planta.

BIBLIOGRAFIA

- Abdullah, C.H. (2006). *Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers*. Dissertação de Doutoramento, University of Wisconsin.
- Biot, M.A. (1935). *Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles. Series B, pp. 110-113.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics. Vol. 12, Nº12, pp. 155-164.
- Borges, J.L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- British Standard 8006. (1995). *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills*. British Standards Institution, London.
- Carreto, J.R. (1999). *Jet Grouting. A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Carreto, J.R. (2000). *Jet Grouting. Uma Técnica em Desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia. 2000, Porto, Vol. 2, pp. 1043-1054.
- Collin, J.G. (2004). *NHI Ground Improvement Manual – Technical Summary #10: Column Supported Embankments*.
- Collin, J.G. (2004). *Column supported embankment design considerations*. University of Minnesota 52nd Annual Geotechnical Engineering Conference.
- Fernandes, M.M. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições, Porto.
- Gangakhedkar, R. (2004). *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Florida.
- Han, J., Gabr, M. A. (2002). *Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering., 01/2002, 44-53, 128(1), ASCE.
- Holmberg, S. (1978). *Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles*. Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand.
- Jaritngam, S. (2003). *Design Concept of Soil Improvement for Road construction on soft clay*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 10/2003, Vol.4.
- Lewis, R.W., Schrefler, B.A. (1987). *The finite element method in deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Marques, D.O. (2008). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Nordic Geotechnical Society (2003). *Nordic Handbook Reinforced Soils and Fills*.
- Potts, D.M., Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering – Theory*. Thomas Telford, London.
- Rao, K.N. (2006). *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Texas at Arlington.
- R.E.B.A.P. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto-Lei nº 349-C/83.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York.

Hayward Baker Inc. (2004). *Jet Grouting*. http://www.haywardbaker.com/services/jet_grouting.htm.
Obtido em Junho de 2009.